



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON**

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO**

“ DISEÑO GEOTECNICO PARA UN EDIFICIO INTEGRADO POR
2 TORRES, 31 NIVELES DE PISOS Y 7 NIVELES DE SOTANOS
LOCALIZADO EN ZONA DE RELLENOS UBICADO EN LOMAS
DE SANTA FE, CIUDAD DE MEXICO “

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

JUAN CARLOS VELASCO VITE

DIRECTOR DE TESIS:

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA.

MEXICO 2015.



Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Dedicatoria

A los seres que más amo en la vida, quienes son mi razón de ser y mi fuente de inspiración:

A mis padres, Lucía Marina Vite Castillo y Agustín Velasco Santiago, pilares fundamentales de mi vida, con mucho amor y cariño, les dedico todo mi esfuerzo en reconocimiento a el sacrificio puesto para que yo pudiera estudiar, se merecen esto y mucho más.

A mi hermano Jaime Agustín Velasco Vite, por mantener siempre vivo nuestro lazo como hermanos. y ofrecerme lo mejor que tiene.

A mi tío J. Ascención Vite Castillo, porque ha sido un gran amigo, ha estado conmigo a cada paso que doy y siempre me ha brindado su ayuda de forma desinteresada.

A mi novia Ana Karen Cazares Palafox, por alentarme, darme ánimos durante todo este tiempo y por llenar de alegría mi vida.

A mi familia en general, por el apoyo incondicional en el transcurso de mi carrera universitaria, tanto moral como económico.

Juan Carlos Velasco Vite

Agradecimientos

A Dios quien me dio la fortaleza, la salud y la esperanza para concluir la Licenciatura.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por haberme aceptado ser parte de ella y abierto las puertas de su seno científico para poder estudiar mi carrera, así como también a los diferentes docentes que brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante día con día.

A mi asesor de Tesis el Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista por haberme brindado la oportunidad de recurrir a su capacidad y conocimiento científico, así como haberme tenido toda la paciencia del mundo para guiarme durante todo el desarrollo de la Tesis.

Finalmente pero no menos importante , a todos mis compañeros de clase, mis amigos de la carrera, mis amigos de otras carreras y a todas la personas que he conocido por el hecho de estudiar Ingeniería Civil en la FES Aragón, ya que gracias al compañerismo, amistad y apoyo moral han aportado en gran medida mis ganas de seguir adelante en mi carrera profesional.

Juan Carlos Velasco Vite

INDICE	PÁGINA
INTRODUCCION.....	1
CAPITULO 1.- CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SITIO.....	4
1.1 Localización del proyecto.....	6
1.2 Fotografías aéreas.....	10
1.3 Trabajos de exploración.....	13
1.4 Pruebas de laboratorio.....	37
1.5 Estratigrafía.....	44
CAPITULO 2.-DISEÑO GEOTECNICO.....	51
2.1 Características del proyecto.....	53
2.2 Solución de cimentación.....	54
2.3 Diseño de la cimentación.....	67
2.4 Cálculo de asentamientos.....	72
2.5 Estabilidad de taludes y protección a colindancias.....	73
2.6 Presiones del suelo a corto plazo.....	77
2.7 Fuerza horizontal sísmica.....	79
2.8 Anclas postensadas.....	80
2.9 Empotramiento del muro Milán.....	90
CAPITULO 3.-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	91
3.1 Muro Milán anclado.....	93
3.2 Secuencia constructiva.....	95
3.3 Anclas y concreto lanzado.....	96
3.4 Pilas.....	99
3.5 Instrumentación.....	100
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	103
BIBLIOGRAFIA.....	106

INTRODUCCION

El estudio de mecánica de suelos fue realizado con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas y el tipo de subsuelo en un predio, así como utilizar los datos recolectados durante la investigación para determinar el tipo óptimo de cimentación y su profundidad de desplante, la capacidad de carga admisible del suelo de sustentación en condiciones estáticas y sísmicas, así como los asentamientos que se desarrollaran en la masa del suelo; por otra parte se presenta el procedimiento constructivo y sus respectivas recomendaciones para erigir la cimentación. Todo ello cumpliendo con los requerimientos del Reglamento de Construcciones del D.F.

Como punto de partida, debemos tener en cuenta que en la actualidad se edifican varias construcciones debido al exponencial crecimiento de la población, pero muchos de esos edificios no le dan la importancia necesaria al comportamiento que tiene los diferentes tipos de subsuelo, es por eso que en las siguientes páginas nos enfocaremos principalmente al estudio geotécnico.

Se puede considerar al siguiente texto como la recolección de datos y pruebas de laboratorio que nos expresa y explica la manera adecuada para definir el tipo de cimentación a desplantar de acuerdo a los antecedentes y al anteproyecto que se nos hace llegar por parte del propietario.

ANTECEDENTES

El proyecto se encuentra en Lomas de Santa Fe, una zona muy interesante en la ciudad, debido a su historia geológica que se ha desarrollado. Los siguientes párrafos aclararán porque esta región es tan peculiar.

Pocas zonas de la ciudad, e incluso del mundo se han transformado de manera tan drástica en tan poco tiempo como Santa Fe, ubicado en una colonia de la Ciudad de México, específicamente al poniente del Distrito Federal, está asentando dentro de las delegaciones Cuajimalpa y Álvaro Obregón. Ubicado sobre antiguas minas y tiraderos de basura, en pocos años paso de ser uno de los vertederos de la urbe, a una de las más vanguardistas y costosas zonas de la metrópolis.

Santa Fe se encuentra en lo alto de una serranía que comienza con el Cerro de Chapultepec y culmina con la Sierra de las Cruces, serranía que separa el Valle de México del Valle de Toluca. El terreno donde se asienta es de suelos arenosos producto de la antigua actividad minera, suelos sumamente erosionados producto de los tiraderos de basura ya cerrados, y rodeado de barrancas hacia el oriente, bosques hacia el sur y sur poniente, y espacios totalmente urbanizados sobre las ya aplanadas colinas hacia el norte y el poniente.

Desde finales del siglo XIX hasta mediados del XX la actividad minera se desarrolló en torno a Santa Fe, teniendo como auge 1939. Las minas explotadas fueron a cielo abierto, donde se adquirían materiales para la construcción, y subterráneas para la explotación de materiales volcánicos de valor comercial. Si bien la actividad minera en la zona tiene antecedentes desde finales del siglo XIX, sería a partir de los años 40 que comenzaría un importante desarrollo de esta actividad, que en los siguientes 20 años fue de suma importancia para la zona debido a la gran demanda de materiales para la construcción producto del crecimiento de la Ciudad de México, por otro lado perjudicó a la zona debido a la contaminación y erosión del suelo. Hacia los años 70 se frenó un poco la actividad minera y algunas minas fueron utilizadas como basureros y ocupadas por habitantes irregulares. No obstante, la minas se cerrarían definitivamente durante los años 80 como parte del "Plan de Desarrollo Urbano". Actualmente, no se puede dar mayor información respecto a la actividad minera por la falta de datos existentes. La zona de Santa Fe, albergó depósitos de basura desde 1950. Pero fue en 1957 cuando se le reconoce oficialmente como el basurero de Santa Fe.

El Plan de Desarrollo Urbano de Santa Fe, surgió como iniciativa de un grupo interdisciplinario de arquitectos, urbanistas e ingenieros, que propusieron al entonces regente del Distrito Federal, Carlos Hank González la reconversión de uno de los espacios más degradados del área metropolitana, los tiraderos de

basura de Santa Fe, en una zona de “primer mundo” aprovechando su cercanía con varias zonas de alto nivel como las Lomas de Chapultepec, Tecamachalco y otros elegantes suburbios que empezaban a formarse en los años 1980’s en ese sector de la Ciudad de México.

Para ello, se diseñó un plan integral de desarrollo urbano que de manera paulatina iría fraccionando y construyendo la infraestructura necesaria para atraer la inversión de la iniciativa privada y financiar de esa manera un esquema de ciudad que debería de servir de modelo para desarrollos futuros, zonificando los terrenos de acuerdo a la función que iban a desempeñar, determinando asimismo las alturas y cantidad de espacios verdes con los que debería de contar.

Fue así que en menos de 10 años, la zona se empezó a poblar de varios corporativos de empresas transnacionales y mexicanas que encontraron en Santa Fe un entorno idóneo para desarrollarse e inscribirse en el mundo global de los negocios.

Simultáneamente inició en la zona el desarrollo del Centro Comercial Santa Fe, el más grande de Latinoamérica que atrajo importantes cadenas internacionales y facilitó el proceso de población de este fraccionamiento con el surgimiento de varios proyectos inmobiliarios, algunos de ellos realizados por destacados arquitectos mexicanos como Ricardo Legorreta y Teodoro Gonzales de León.

Actualmente se está llevando a cabo en la zona, la última etapa de desarrollo del Plan Integral de Santa Fe, en el que se están edificando una gran cantidad de torres de oficinas y departamentos, algunos de ellos de más de 45 pisos con interesantes ejemplos de la arquitectura internacional.

A pesar de que el brillo de la zona se ha visto disminuido en los últimos años, a raíz de la insuficiencia de transporte público así como al hecho de que las familias jóvenes de altos ingresos han decidido establecerse de nuevo en colonias céntricas de abalengo como la Condesa, Polanco y la Colonia Del Valle, aprovechando las ventajas que estas ofrecen, Santa Fe no deja de ser interesante tanto por su vanguardista arquitectura como por su moderna concepción urbana, que transformó un vertedero en una zona de clase mundial.

CAPÍTULO 1
CONDICIONES
GEOTÉCNICAS DEL
SITIO

El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizará la estabilidad del sistema.

El estudio de mecánica de suelos permitirá determinar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad). Esta información servirá de base para la correcta selección de los estratos de apoyo, facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

El programa de exploración geotécnica del sitio donde se construirá una estructura consta de tres etapas:

- I. Investigación preliminar: El objetivo de esta etapa de exploración es el de recopilar la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrían presentarse en la cimentación de una estructura de características y requerimientos conocidos.
- II. Recopilación de la información disponible: Una vez hecho el punto anterior se procede a acudir a las instituciones mexicanas que publican y distribuyen información geotécnica las cuales se enumeran a continuación:
 - Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).
 - Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI).
 - Instituto de Ingeniería (UNAM).
 - Instituto de Geografía (UNAM).
 - Instituto de Geología (UNAM).
- III. Investigación de detalle: Dichos estudios incluyen la realización de sondeos, pruebas de campo y de laboratorio.

1.1 LOCALIZACION DEL PROYECTO

El predio del proyecto (lote I-6) se ubica al poniente de la Ciudad de México, en Lomas de Santa Fe, delegación Cuajimalpa. En la Figura 1 se muestra la ubicación del sitio de interés.

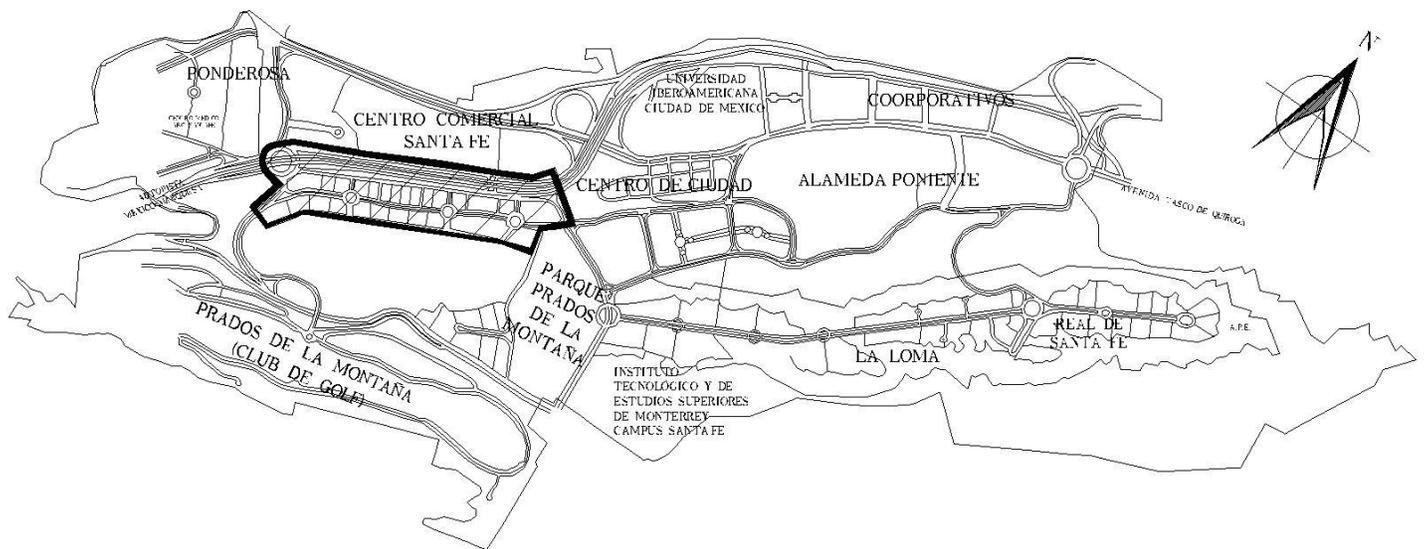
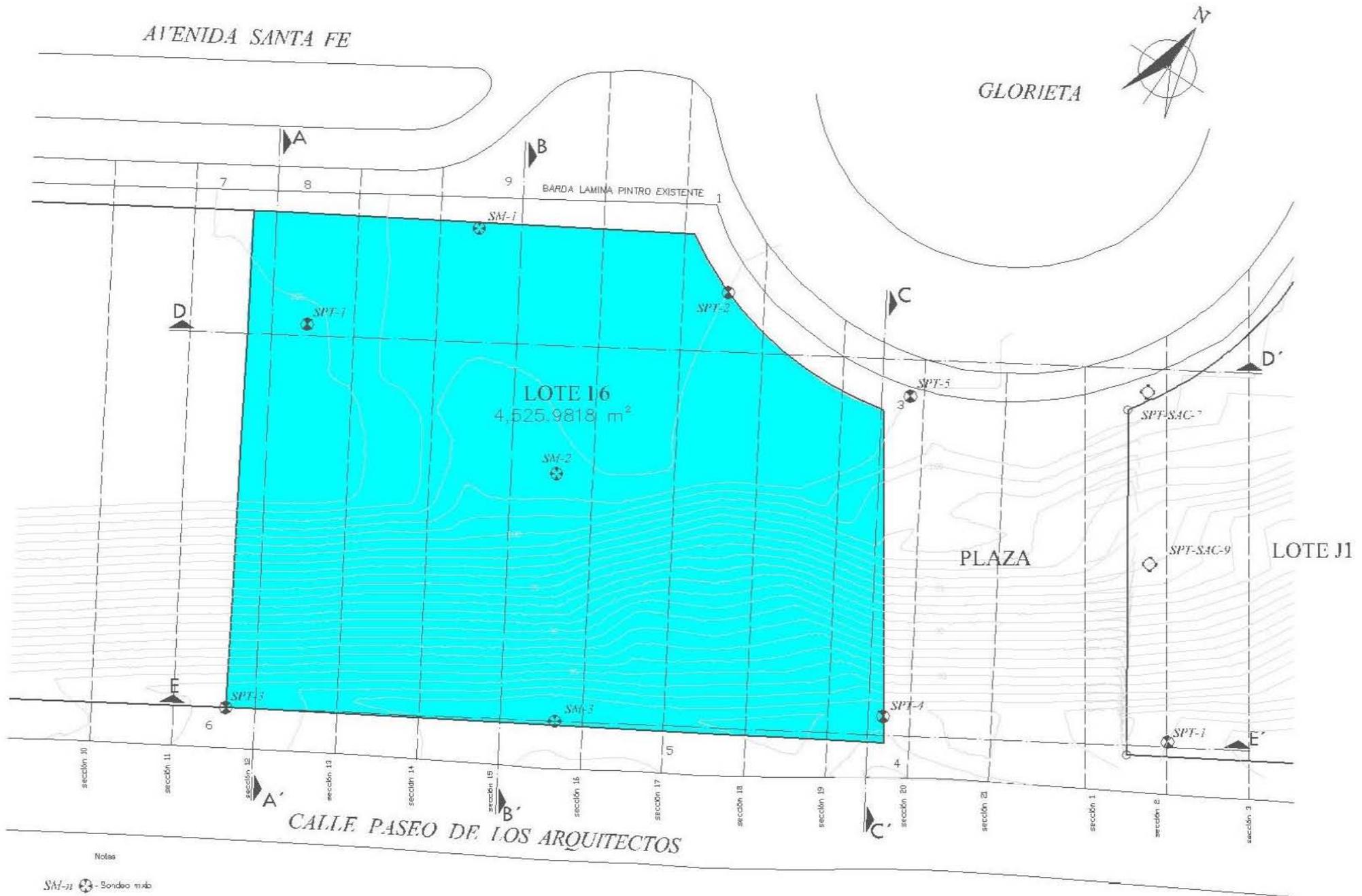


Figura 1.- Ubicación del predio de interés.

El lote I-6 se localiza entre la Avenida Santa Fe y la calle de Paseo de los Arquitectos; el predio colinda al norponiente con la Avenida Santa Fe, al oriente y al poniente con lotes baldíos y al suroriente con la calle Paseo de los Arquitectos.

En la Figura 2 podemos observar la planta topográfica del predio, en ella también se muestran las curvas de nivel existentes y la localización de los trabajos de exploración geotécnica.

El terreno presenta una topografía de lomerío suave con un desnivel entre 22 y 25 m. El área total del lote I 6 es de 4,525.9818 m².

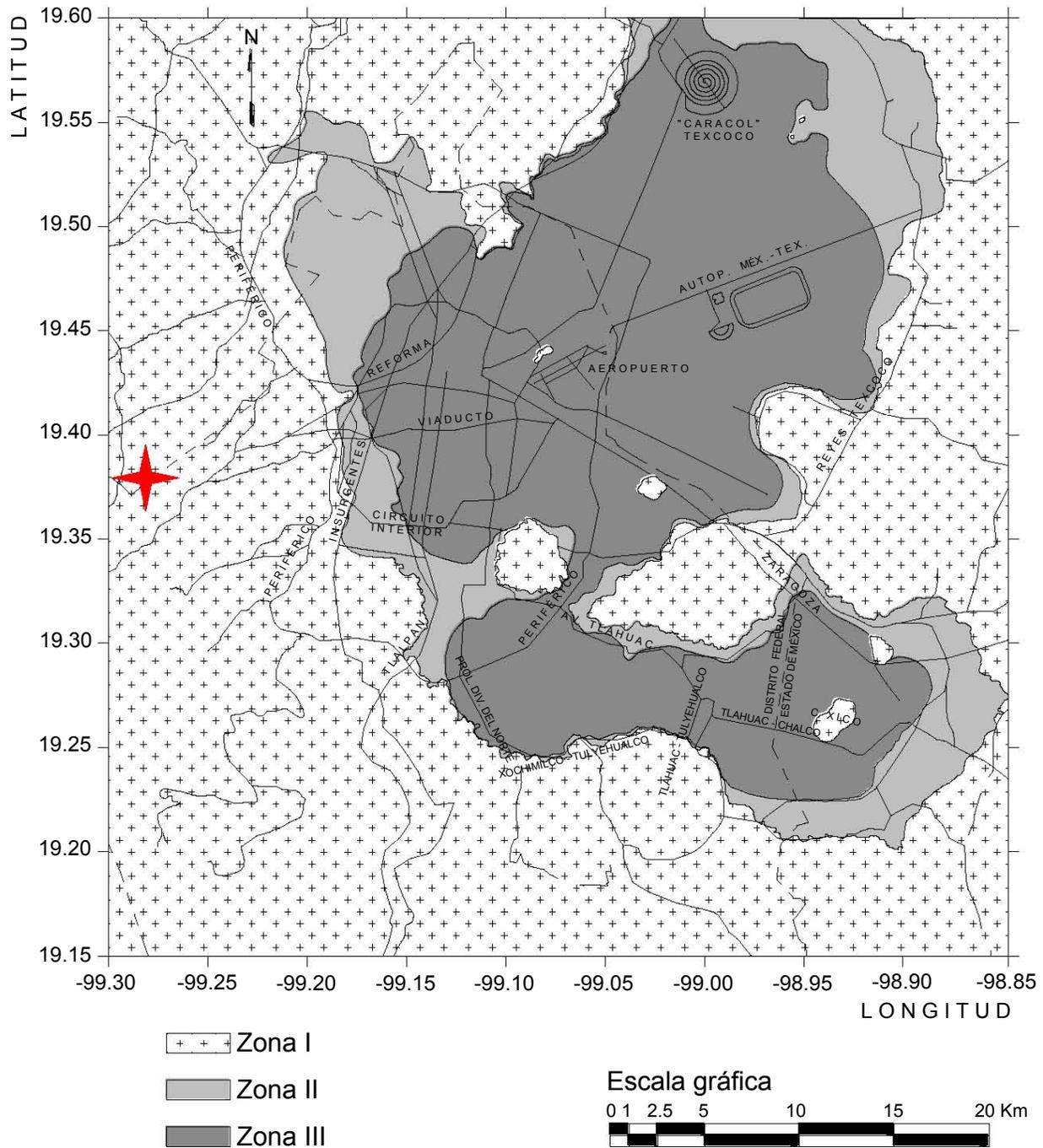


SM-1 - Soedeo mixto

SPT-1 - Soedeo de penetración estándar

Figura 2.- Lote I-6. Planta topográfica con curvas de nivel y localización de trabajos de exploración.

En la Figura 3 podemos observar la división geotécnica del Valle de México según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y el lugar en donde se encuentra nuestro predio de interés.



ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL DISTRITO FEDERAL (2004)
 Figura 3.- División geotécnica del Valle de México y la localización de nuestro sitio de interés.

El sitio del proyecto, se ubica dentro de la *Zona I* o también conocida como Zona de Lomas por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos areno-limosos, con alto contenido de gravas unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas otras; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal.

En general la Zona de Lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto, lo cual sin disminuir en mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización.

Cuando las zapatas de cimentación quedan asentadas en estas zonas falsas se producen asentamientos diferenciales fuertes entre columnas, lo cual ha sido fuente de problemas en estas áreas.

Análogamente en la zona del Pedregal en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre los diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causa de fallas bajo columnas pesadas.

Otro problema que se presenta en la parte Norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de las Lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más conveniente o el método más eficaz de compactación artificial.

1.2 FOTOGRAFÍAS AEREAS

La interpretación geológica de las fotografías aéreas de un sitio permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas y fracturas y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas erosionables. Con respecto a los suelos, se pueden identificar las características probables de los suelos superficiales e inferir las del subsuelo, así como definir posibles bancos de préstamo.

Año 1987

La fotografía aérea se muestra en la Figura 4 y se observa en la zona una gran intensidad en la explotación minera a cielo abierto; el terreno se desarrolla dentro de una gran mina, teniendo el lindero nororiental-surponiente prácticamente coincidente con el límite del banco de materiales, que presenta una inclinación cercana a la vertical.

Existen otras minas al norte, entre la Avenida Santa Fe y la autopista México-Toluca y otra más allá de la autopista en donde se construyó el centro comercial Santa Fe.

El límite norte de la explotación es regular en lo que se refiere a su inclinación, exhibiendo entrantes y salientes. En el costado norponiente del predio, se tiene otro pequeño banco, existiendo entre ellos una delgada costilla. El nivel de terreno con relación a la antigua Avenida Santa Fe, está deprimido, presentándose rellenos de espesor variable en la superficie.

Año 1997

La fotografía aérea se muestra en la Figura 5, para este año ya existe la autopista México-Toluca y sus laterales, la Avenida Santa Fe se observa como una brecha.

Con relación a 1987, en el fondo de la explotación que comprenden los predios en cuestión se observan rellenos importantes, que han disminuido la profundidad del banco. La parte superficial del área sigue baja con relación al nivel de la lateral sur de la autopista; ello ratifica la presencia de rellenos superficiales en el lindero norte de los terrenos.



Figura 4.- Fotografía aérea de la zona en 1987.



Figura 5.- Fotografía aérea de la zona en 1997.

1.3 TRABAJOS DE EXPLORACION

En el sitio de interés con el objeto de conocer las propiedades estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo, se realizaron 8 trabajos de exploración, a diferentes profundidades debido al desnivel pronunciado:

- 5 sondeos de penetración estándar (SPT)
- 3 sondeos mixtos (SM), combinando la penetración estándar con el avance controlado.

La ubicación de estos trabajos dentro de nuestro terreno estudiado la podemos observar en la Figura 2 mostrada previamente.

A continuación se pueden apreciar de la Figuras 6 a 12 las fotografías de los sondeos realizados:



Figura 6.- Sondeo Mixto SM-1.



Figura 7.- Sondeo Mixto SM-2.



Figura 8.- Sondeo Mixto SM-3.



Figura 9.- Sondeo de Penetración Estándar SPT-1.



Figura 10.- Sondeo de Penetración Estándar SPT – 3.



Figura 11.-Sondeo de Penetración Estándar SPT – 4.



Figura 12.-Sondeo de Penetración Estándar SPT-5.

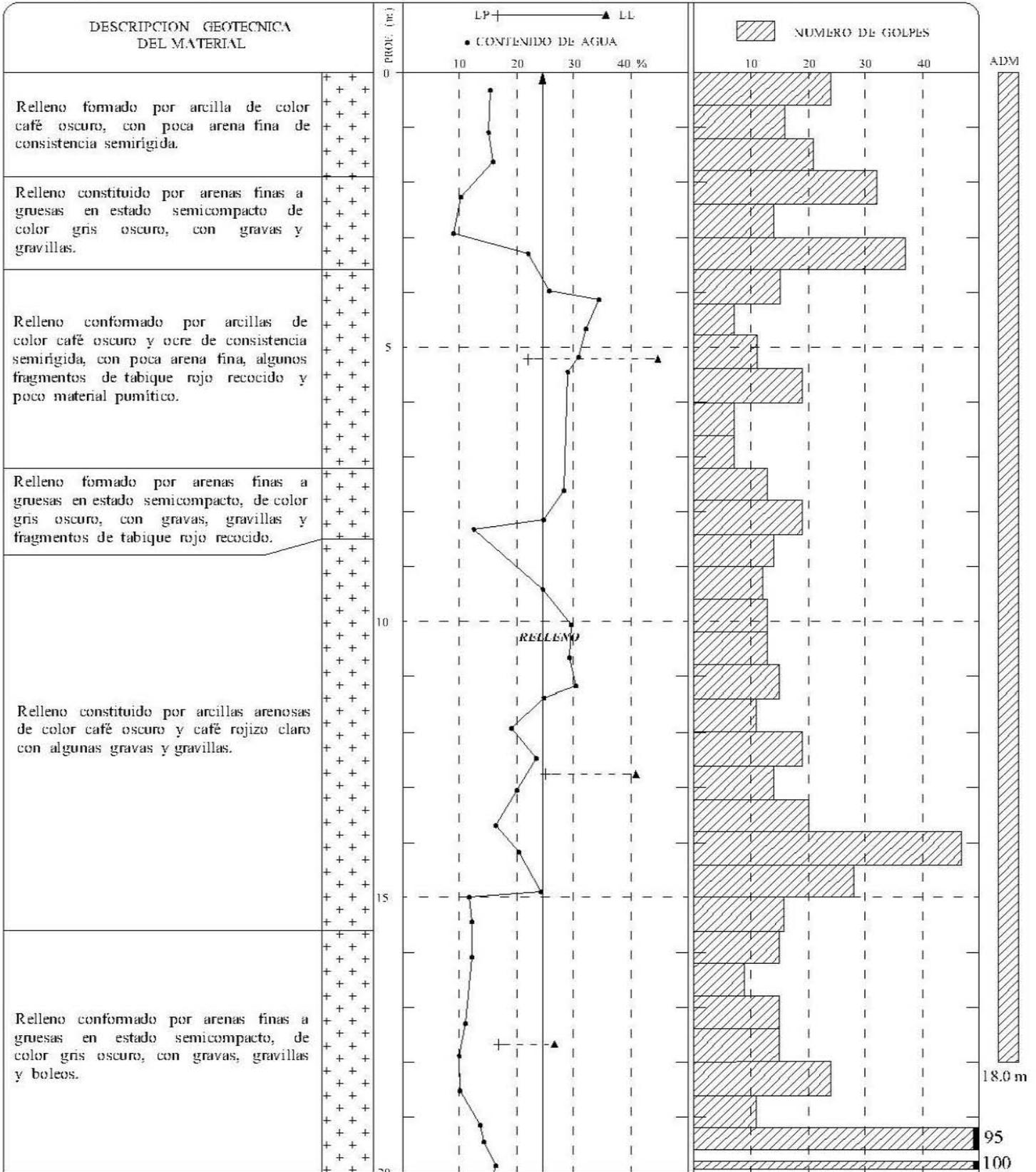
En base a la información obtenida durante los sondeos realizados en el lote I-6 se pudieron hacer ciertas observaciones acerca del suelo estudiado, siendo una de ellas que hasta la profundidad explorada no se encontró el nivel de aguas freáticas, otra de ellas que la parte superficial del suelo estudiado está compuesta por rellenos y le subyacen arenas azules.

Teniendo así en las Figuras 13 a 17 los perfiles estratigráficos resultantes de los Sondeos de Penetración Estándar (SPT) y en las Figuras 18 a 20 los perfiles estratigráficos resultantes de los Sondeos Mixtos (SM) como pruebas definitivas de los trabajos de exploración que nos ayudaran a conocer ciertos parámetros del suelo como el peso volumétrico y el ángulo de fricción interna, los cuales serán utilizados en el análisis de capacidad de carga y asentamientos.



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO SPT-1a (...continúa)
LOCALIZACION Av. Santa Fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA 50.87 m
	PROF. NAS No se detectó



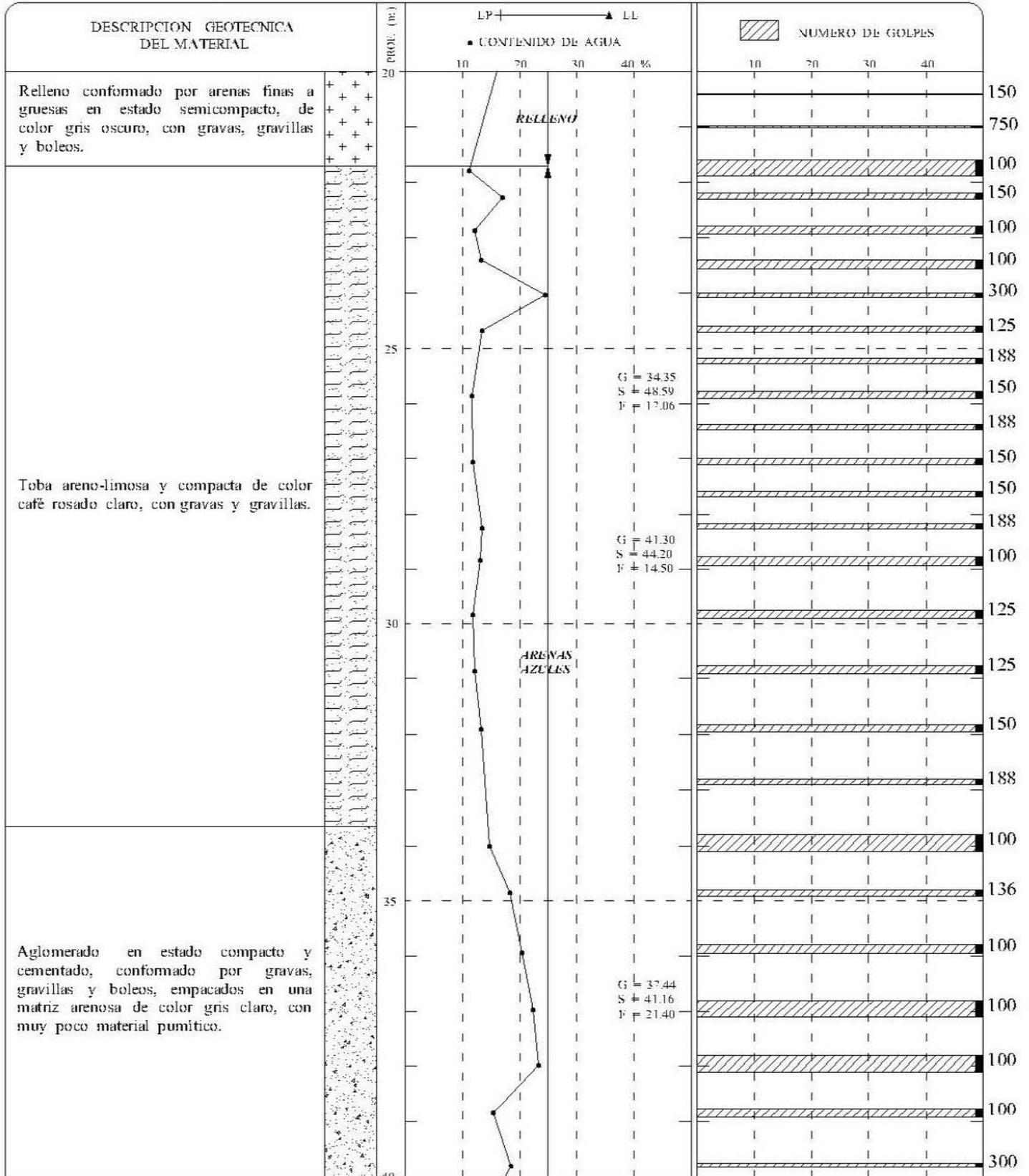
RELLENO	ARCILLA	GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAE NIVEL DE AGUAS FREATICAS
ARENA (S)	LIMO	RAICES	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRICOMA
			TS TUBO SUELBY	S PORCENTAJE DE ARENAS
			TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
				G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 13a



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO SPT-1b (...continúa)
LOCALIZACION Av. Santa fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Coajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA 50.87 m PHO. NAS No se detectó



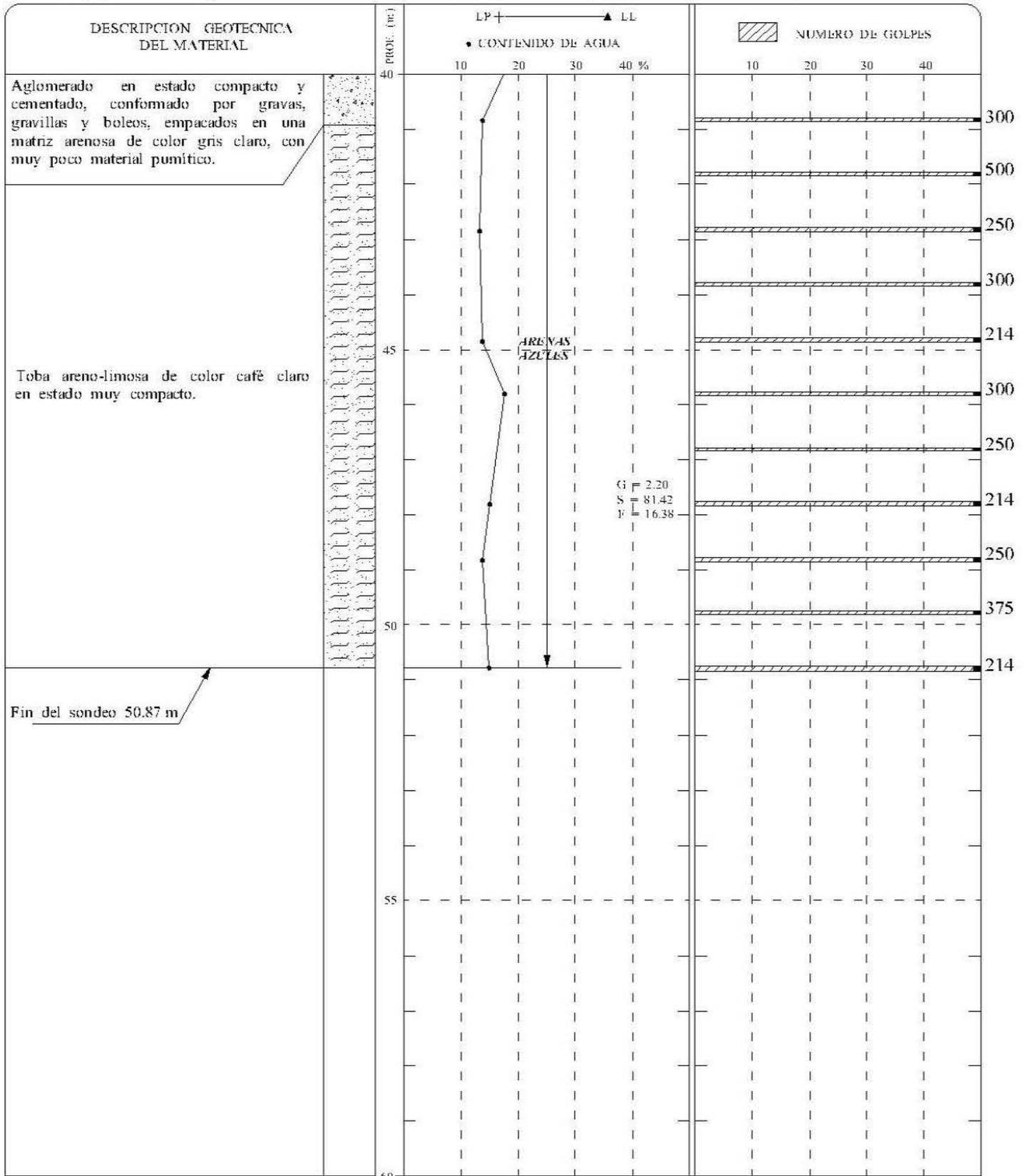
RELLENO	ARCILLA	}	GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAE NIVEL DE AGUAS FREATICAS
ARENA (S)	LIMO		RAICES	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRICONICA
				TS TUBO SUELBV	S PORCENTAJE DE ARENAS
				TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
					G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 13b



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO	SPT-1c (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arqueólogos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	50.87 m
		PROF. NAS	No se detectó



	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)		NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	A	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
						S	PORCENTAJE DE ARENAS
						F	PORCENTAJE DE FINOS
						G	PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 13c



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO	SPT-2a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquiéscos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	48.08 m
		Prof. NAS	No se detectó

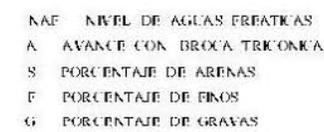
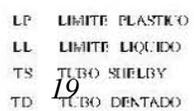
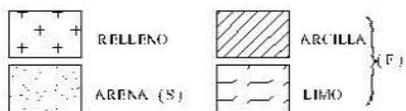
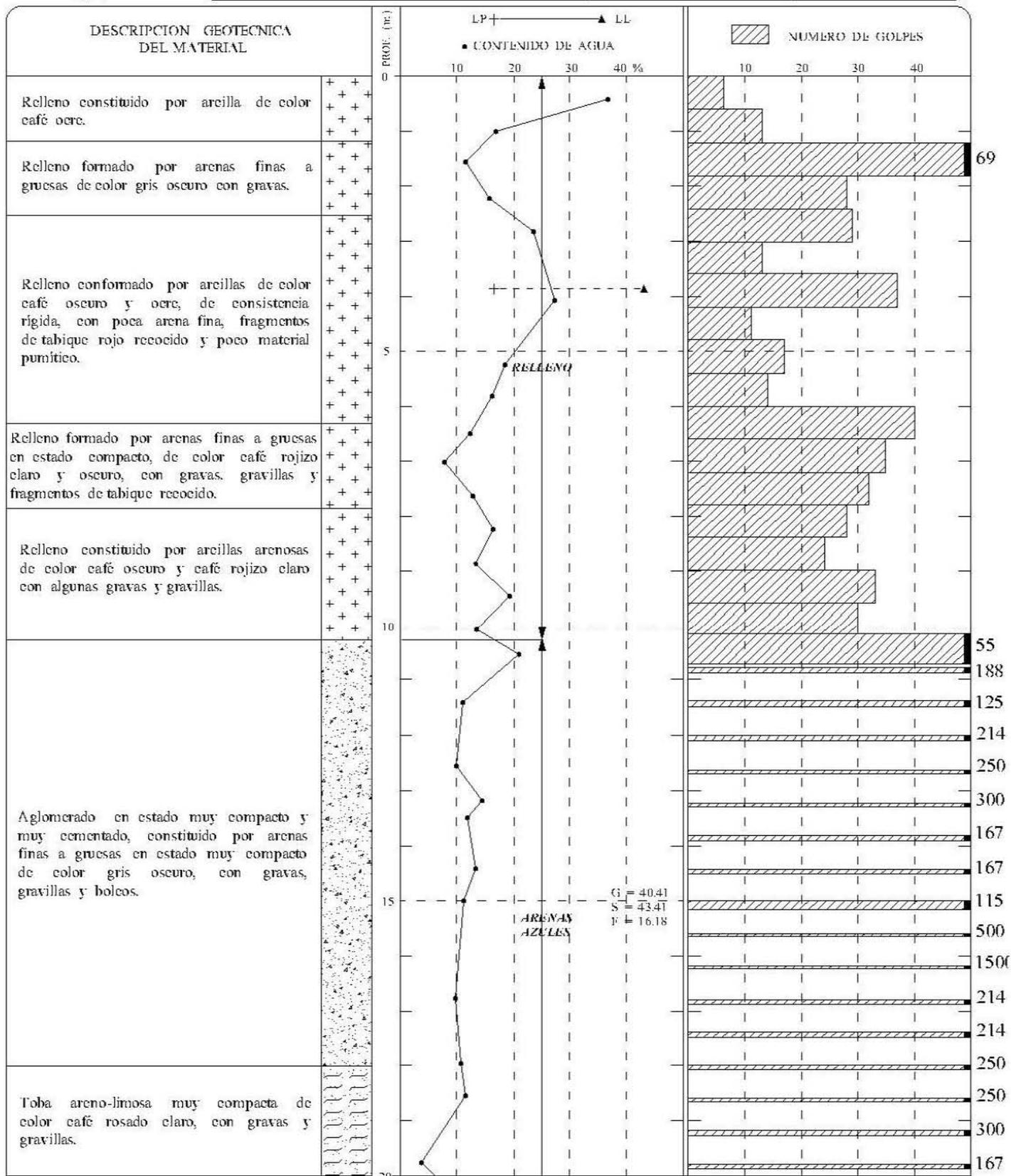
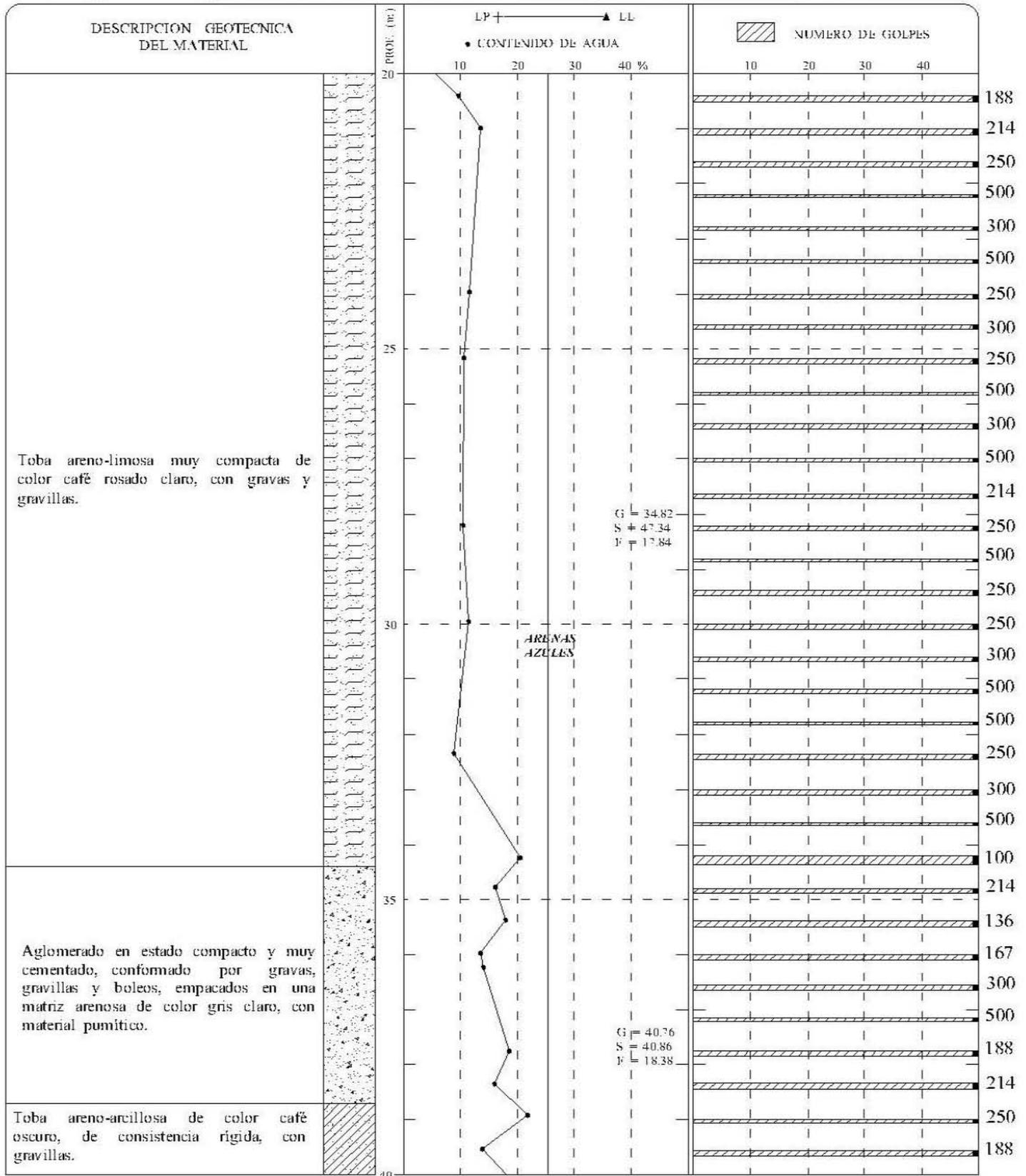


Figura 14a



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO	SPT-2b (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	48.08 m
		PUNTO NAS	No se detectó



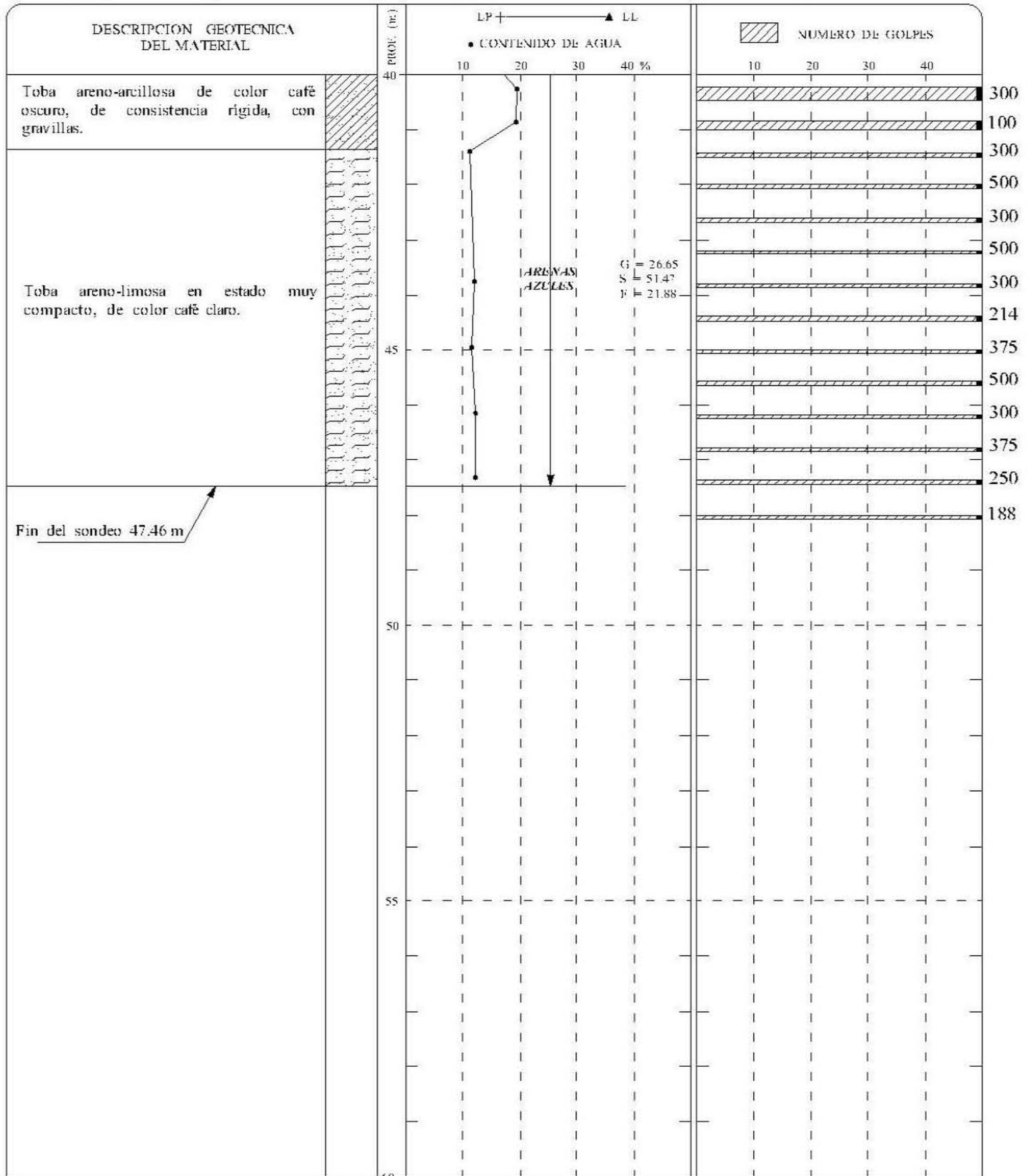
RELLENO	ARCILLA	GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
ARENA (S)	LIMO	RAKES	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRICONICA
			TS TIPO SHELBY	S PORCENTAJE DE ARENAS
			TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
				G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 14b



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SPT-2c (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Uajimalpa, D.R.	PROF. EXPLORADA	48.08 m
		PROF. N.A.S.	No se detectó



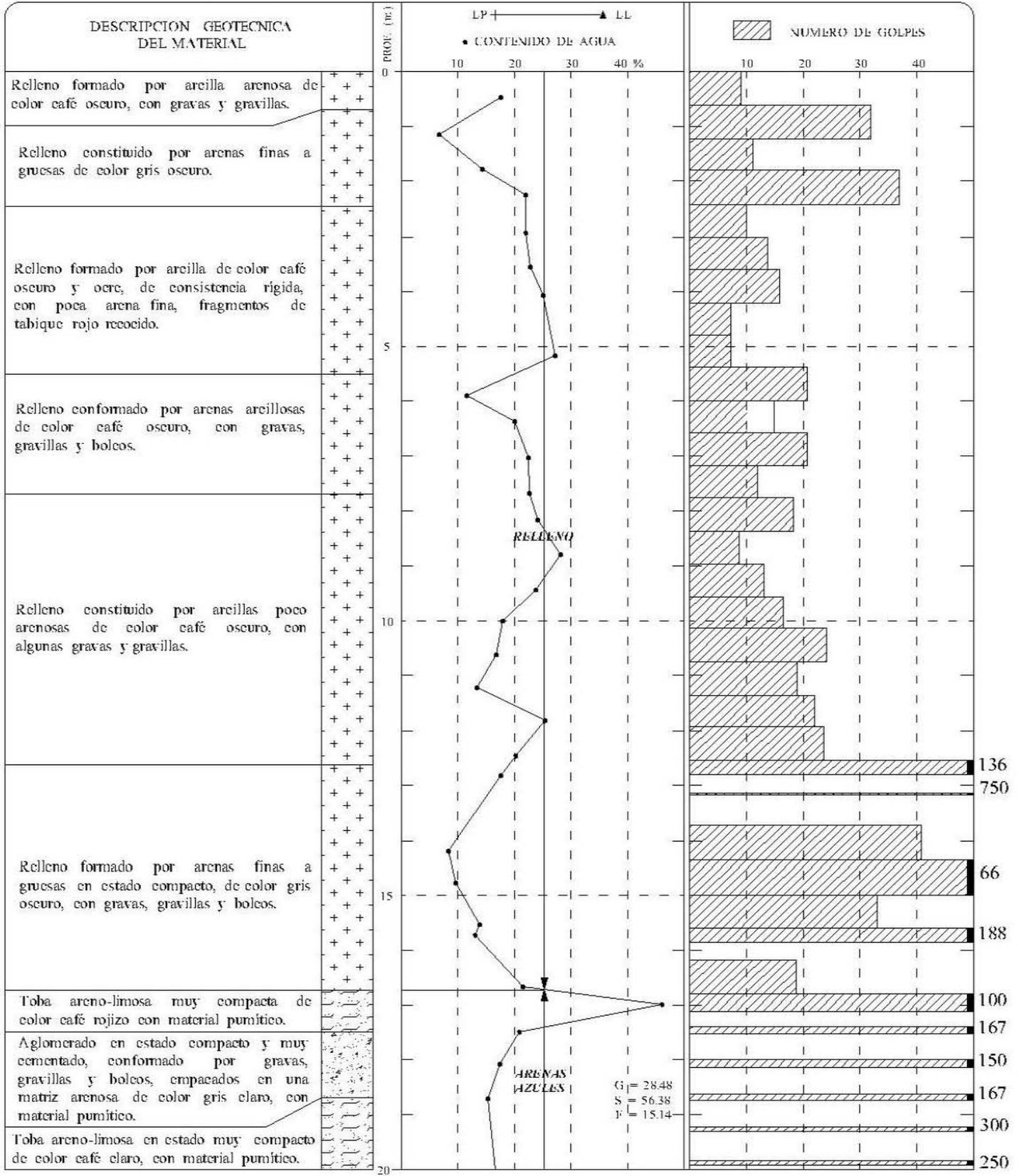
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRICONICA
						TS TUBO SIELBY	S PORCENTAJE DE ARENAS
						TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
							G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 14c



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO	SPT-3a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	40.85 m
		Pm: NAS	No se detectó



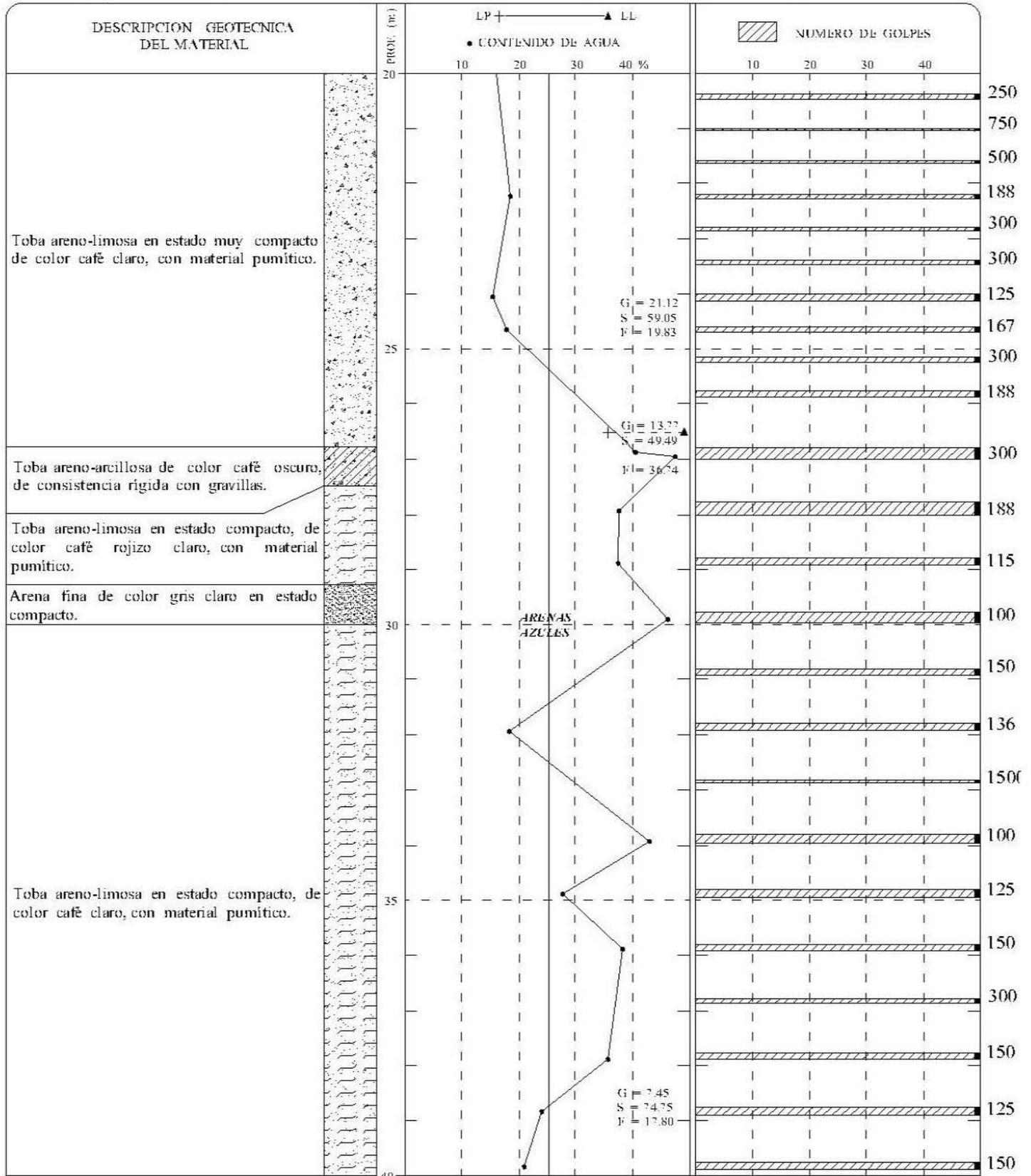
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP	LIMITE PLASTICO	NAF	NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL	LIMITE LIQUIDO	A	AVANCE CON BROCA TRIANGULAR
						TS	TUBO SIELBY	S	PORCENTAJE DE ARENAS
						TD	TUBO DENTADO	F	PORCENTAJE DE FINOS
								G	PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 15a



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SPT-3b (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	40.85 m
		PROF. NAS	No se detectó



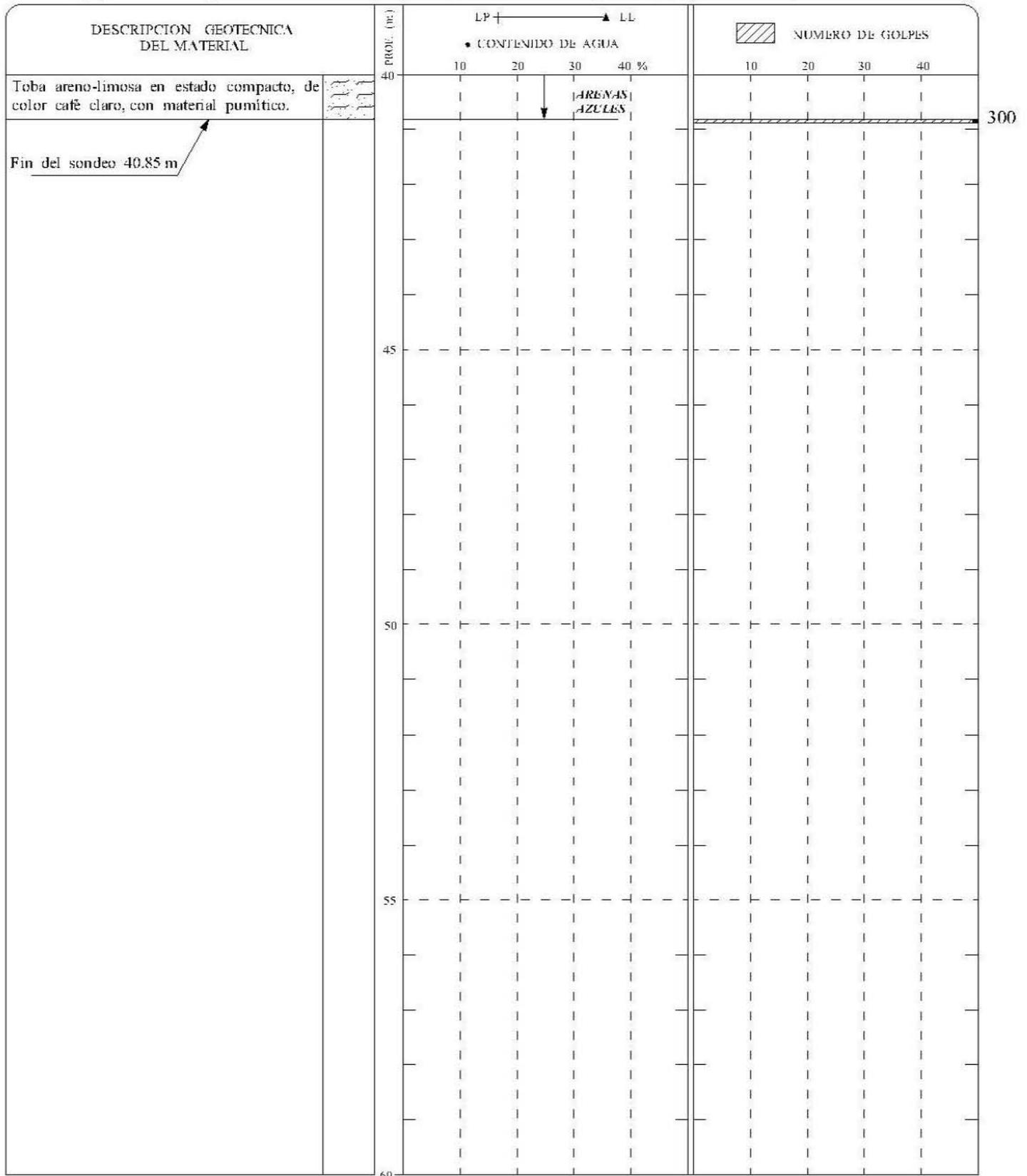
RILLENNO	ARCILLA	} (F)	GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAE NIVEL DE AGUAS FREATICAS
ARENA (S)	LIMOO		RARJES	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRIANGULAR
				TS TUBO SUELBLY	S PORCENTAJE DE ARENAS
				TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
					G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 15b



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SPT-3c (...continuación)		
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	40.85 m	PROF. NAF	No se detectó



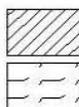
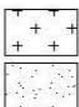
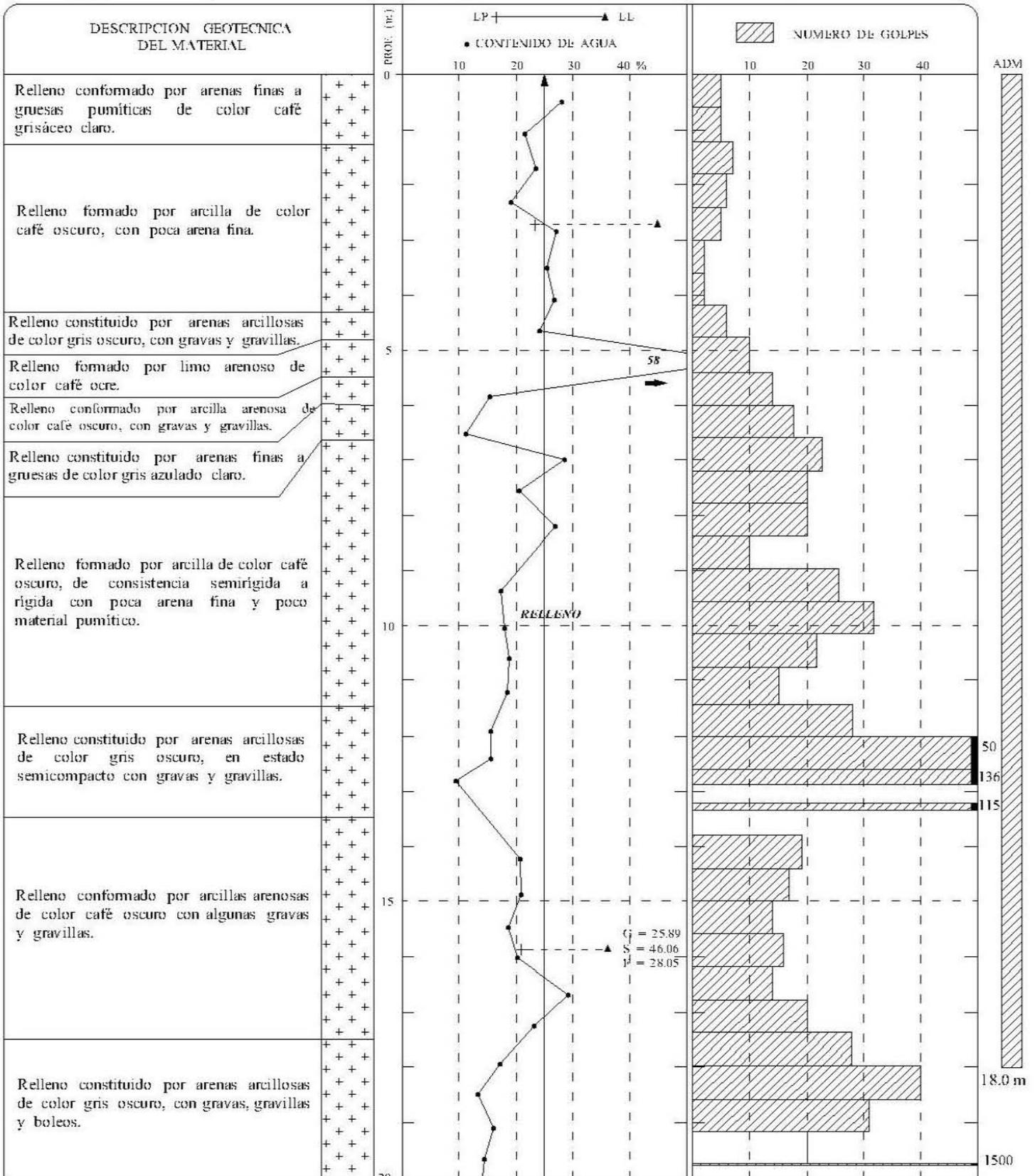
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)		NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES		A AVANCE CON BROCA TRICONICA
							S PORCENTAJE DE ARENAS
							F PORCENTAJE DE FINOS
							G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 15c



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SPT-4a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	34.15 m
		PROF. NAS	No se detectó



LP LIMITE PLASTICO
 LL LIMITE LIQUIDO
 TS TUBO SUELBY
 TD TUBO DENTADO

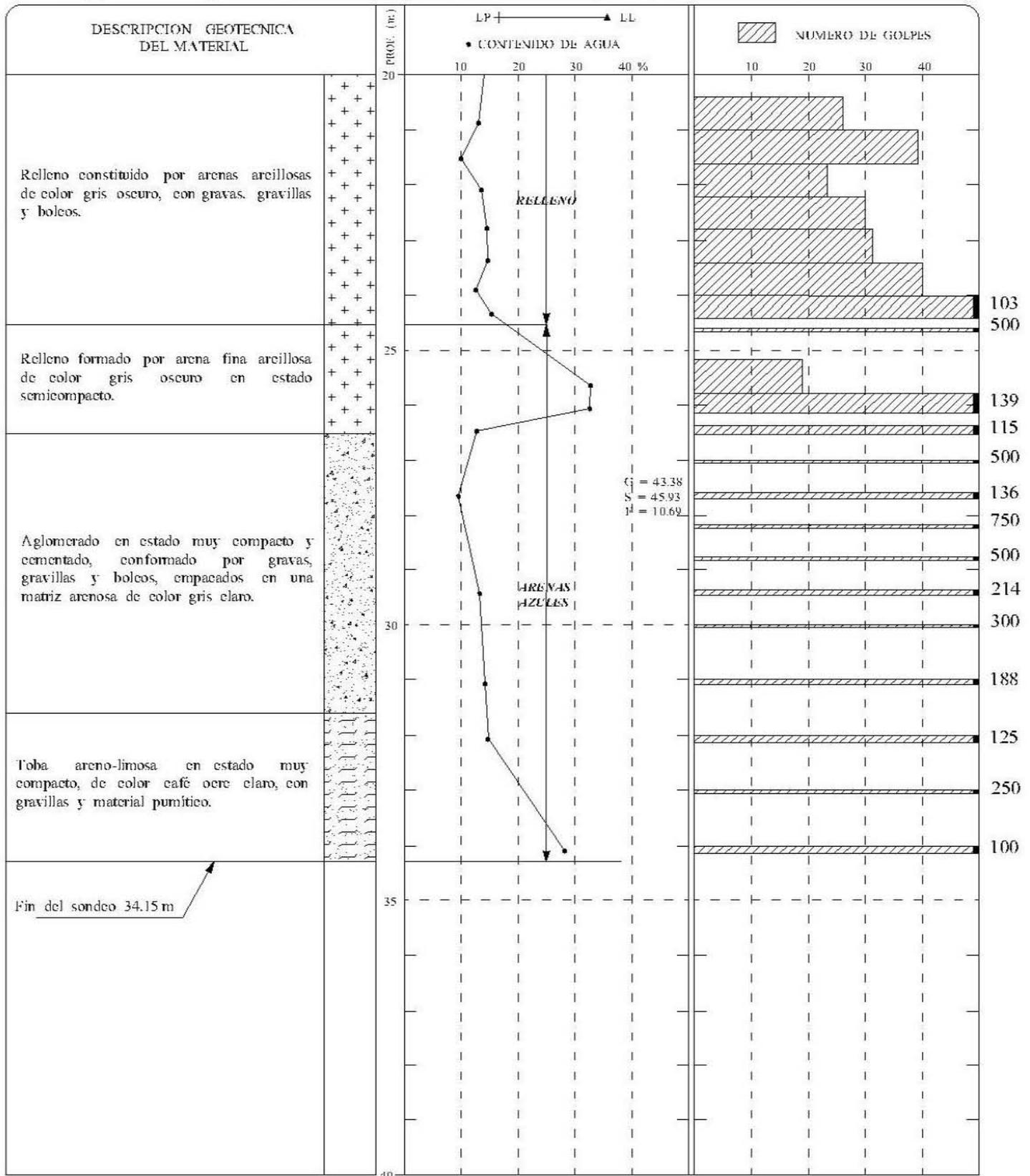
NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 A AVANCE CON BROCA TRIANGULAR
 S PORCENTAJE DE ARENAS
 F PORCENTAJE DE FINOS
 G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 16a



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE I-6	SONDEO	SPT-4b (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	34.15 m
			PUNTAZAS No se detectó



 RELLENO	 ARCILLA	 GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO LL LIMITE LIQUIDO TS TUBO SHELBY TD 26 0 DENTADO	NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS A AVANCE CON BROCA TRICONICA S PORCENTAJE DE ARENAS F PORCENTAJE DE FINOS G PORCENTAJE DE GRAVAS
 ARENA (S)	 LIMO	 RAICES		

Figura 16b



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO	SPT-5a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Coajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	21.69 m
		Prof. N.A.S.	No se detectó

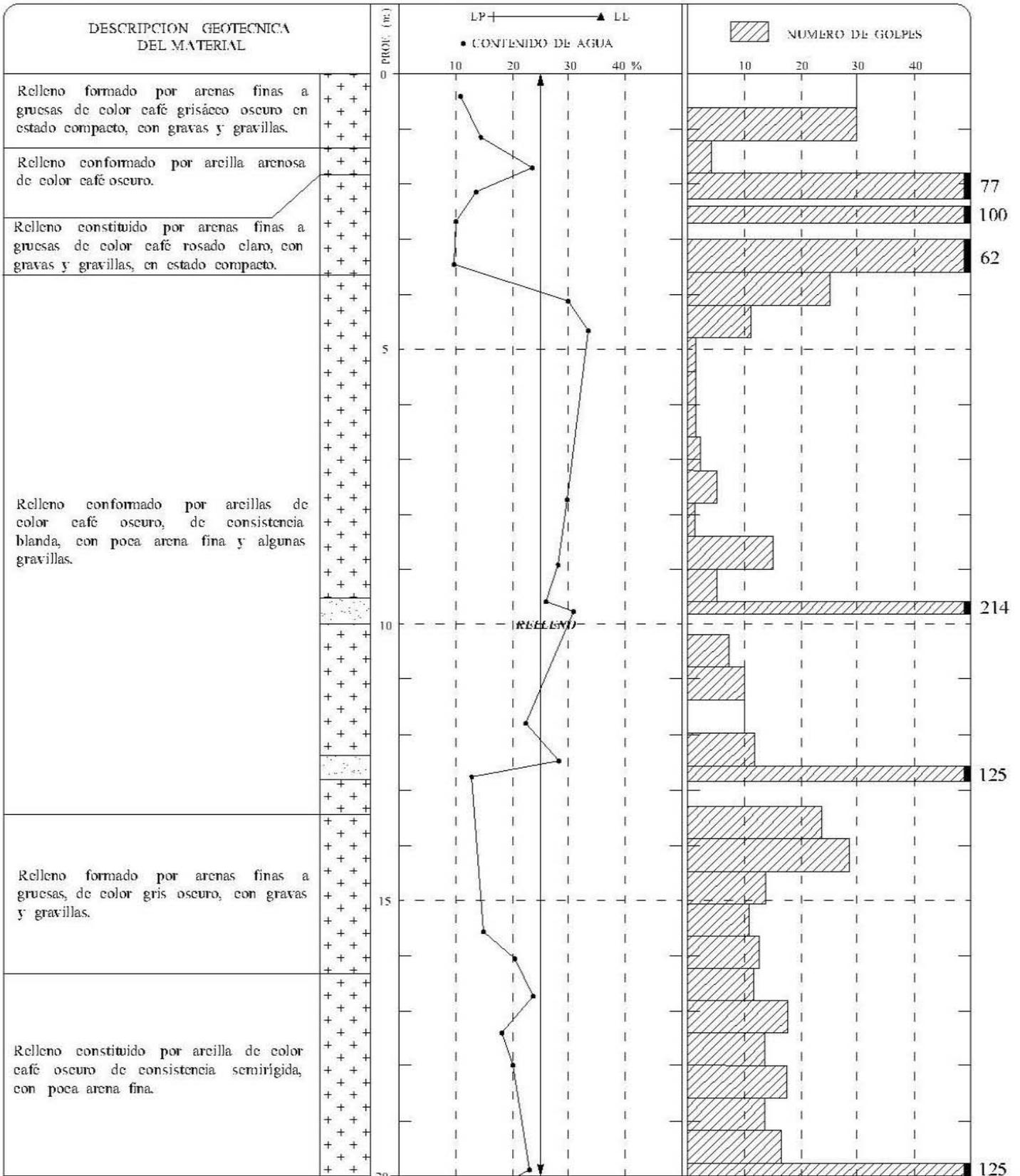
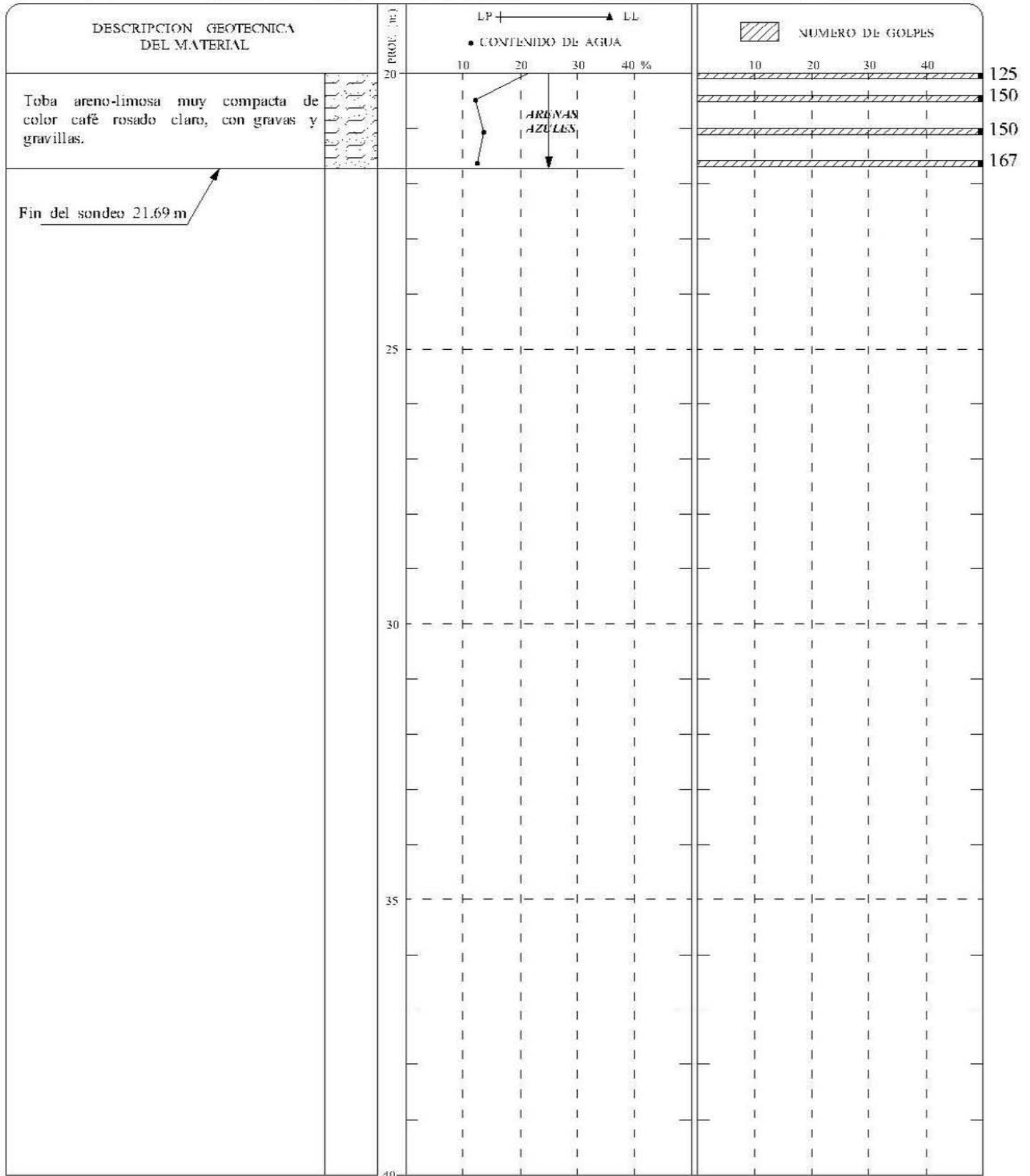


Figura 17a



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SPT-5b (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	21.69 m
		PHI. NAS	No se detectó



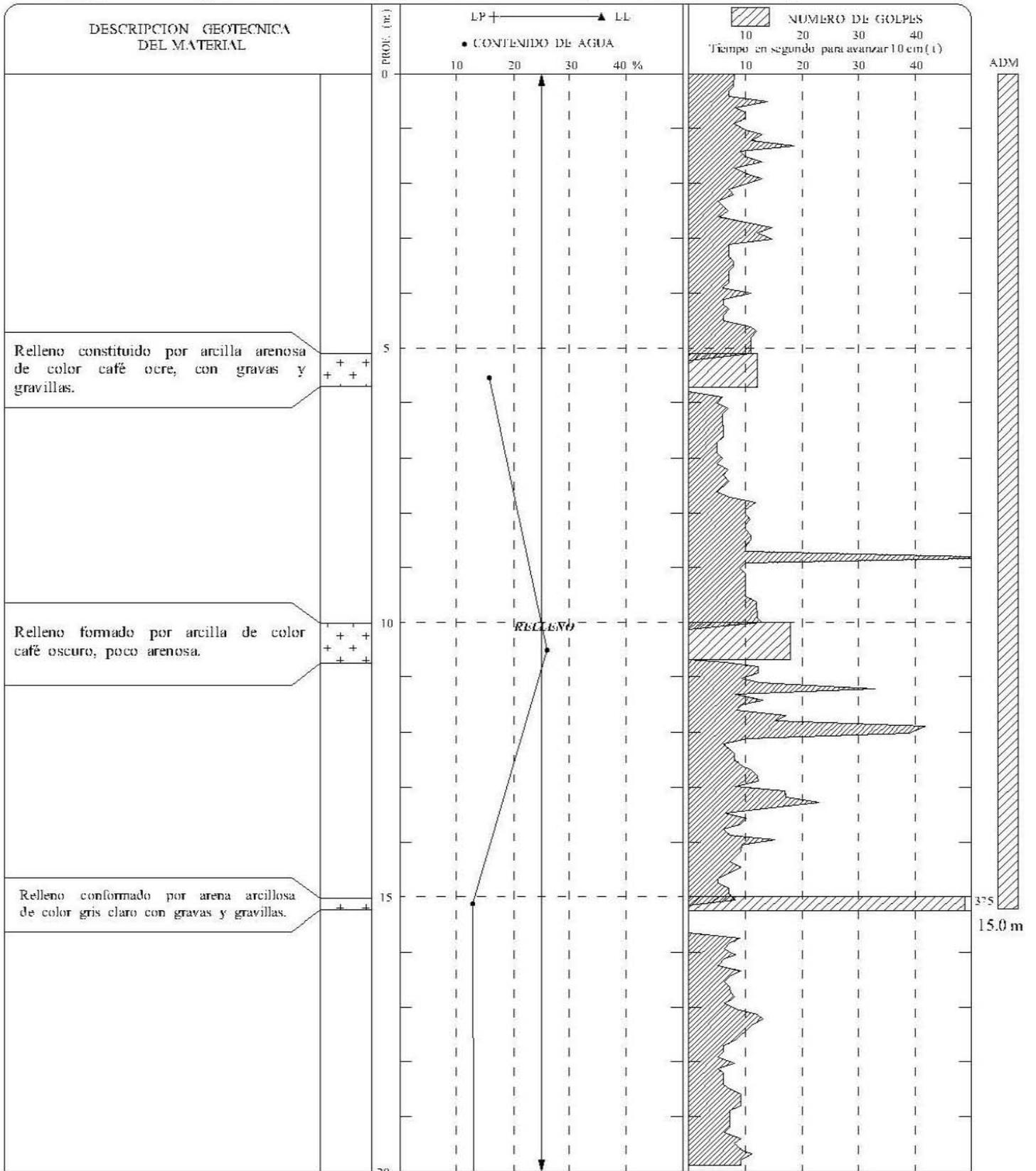
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP	LIMITE PLASTICO	NAF	NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL	LIMITE LIQUIDO	A	AVANCE CON BROCA TRICONICA
						TS	TUBO SHELBY	S	PORCENTAJE DE ARENAS
						TD	TUBO DENTADO	F	PORCENTAJE DE FIBROS
								G	PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 17b



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SM-1a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Coajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	35.06 m
		Pw: NAS	No se detectó



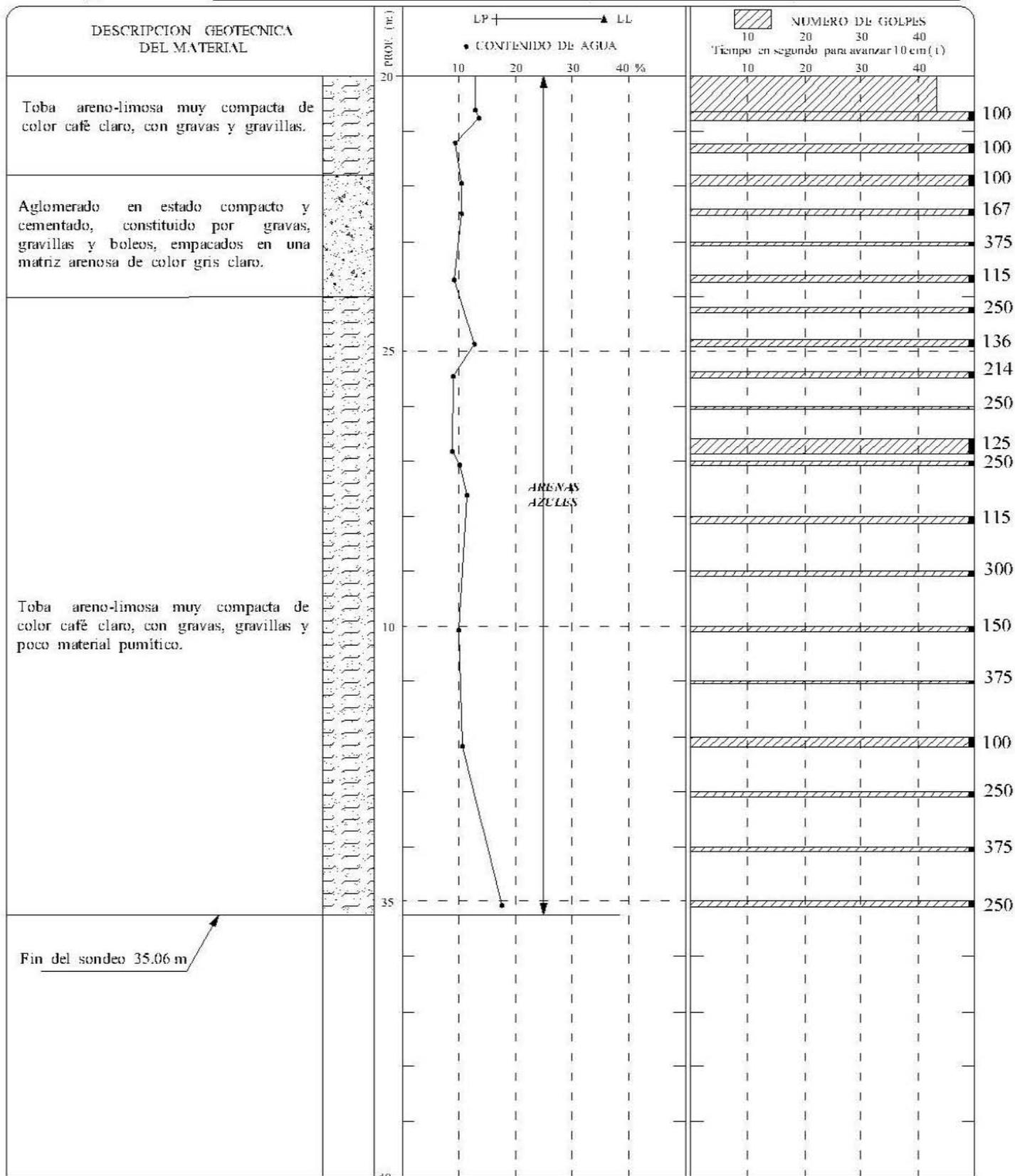
	RELLENOS		ARCILLA		GRAVA (G)	LP	LIMITE PLASTICO	NAE	NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL	LIMITE LIQUIDO	A	AVANCE CON BROCA TRIFONICA
						TS	TUBO SHELBY	S	PORCENTAJE DE ARENAS
						TD	TUBO DENTADO	F	PORCENTAJE DE FINOS
								G	PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 18a



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SM-1b (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	35.06 m
		Piez. N.A.S.	No se detectó



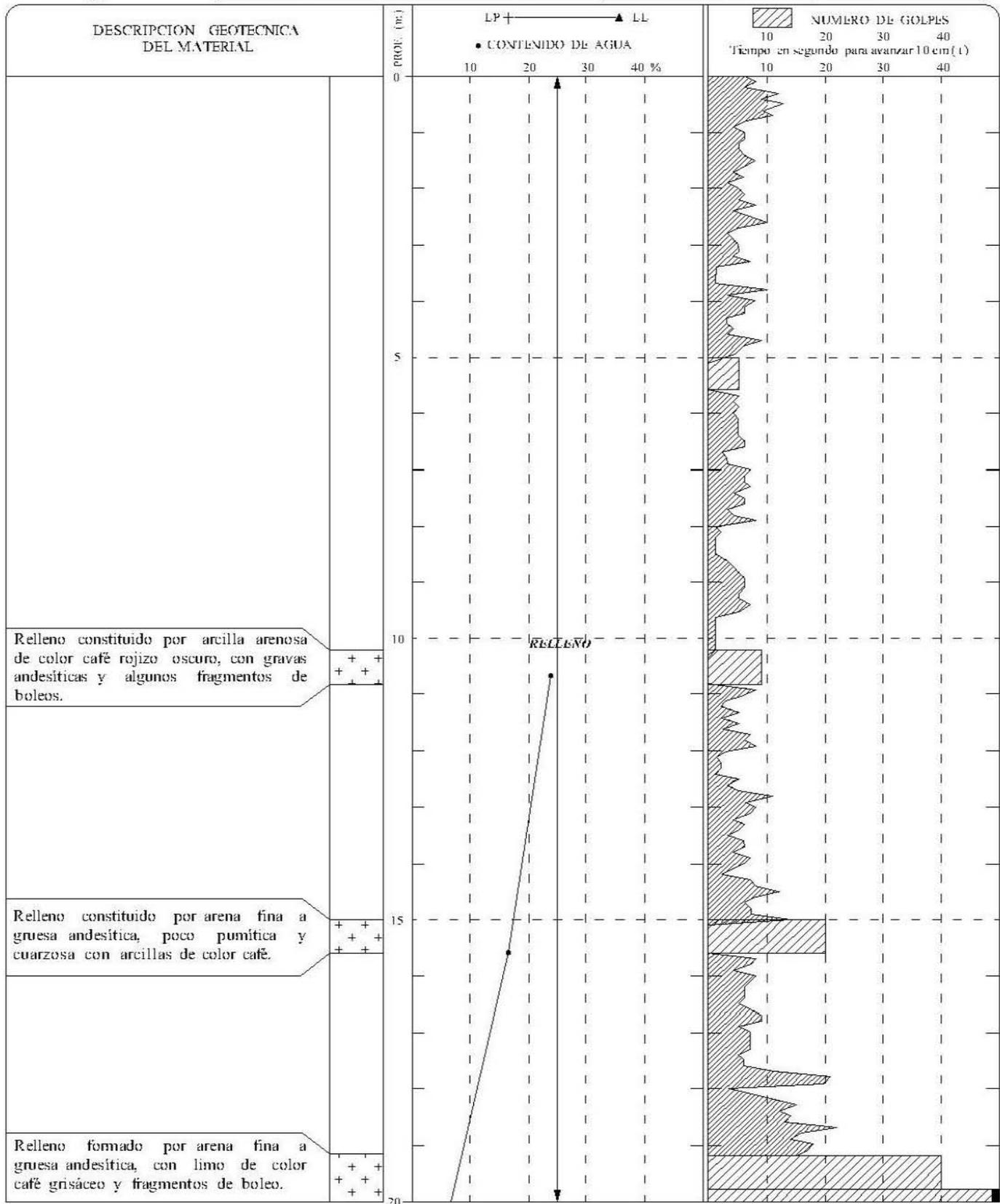
	RELLENO		ARCILLA	} (F)		GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAE NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO			RAKITS	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRICONICA
							TS TUBO SUELBY	S PORCENTAJE DE ARENAS
							TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
								G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 18b



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6	SONDEO	SM-2a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arqueólogos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	25.22 m
		Piez. KAS	No se detectó



125

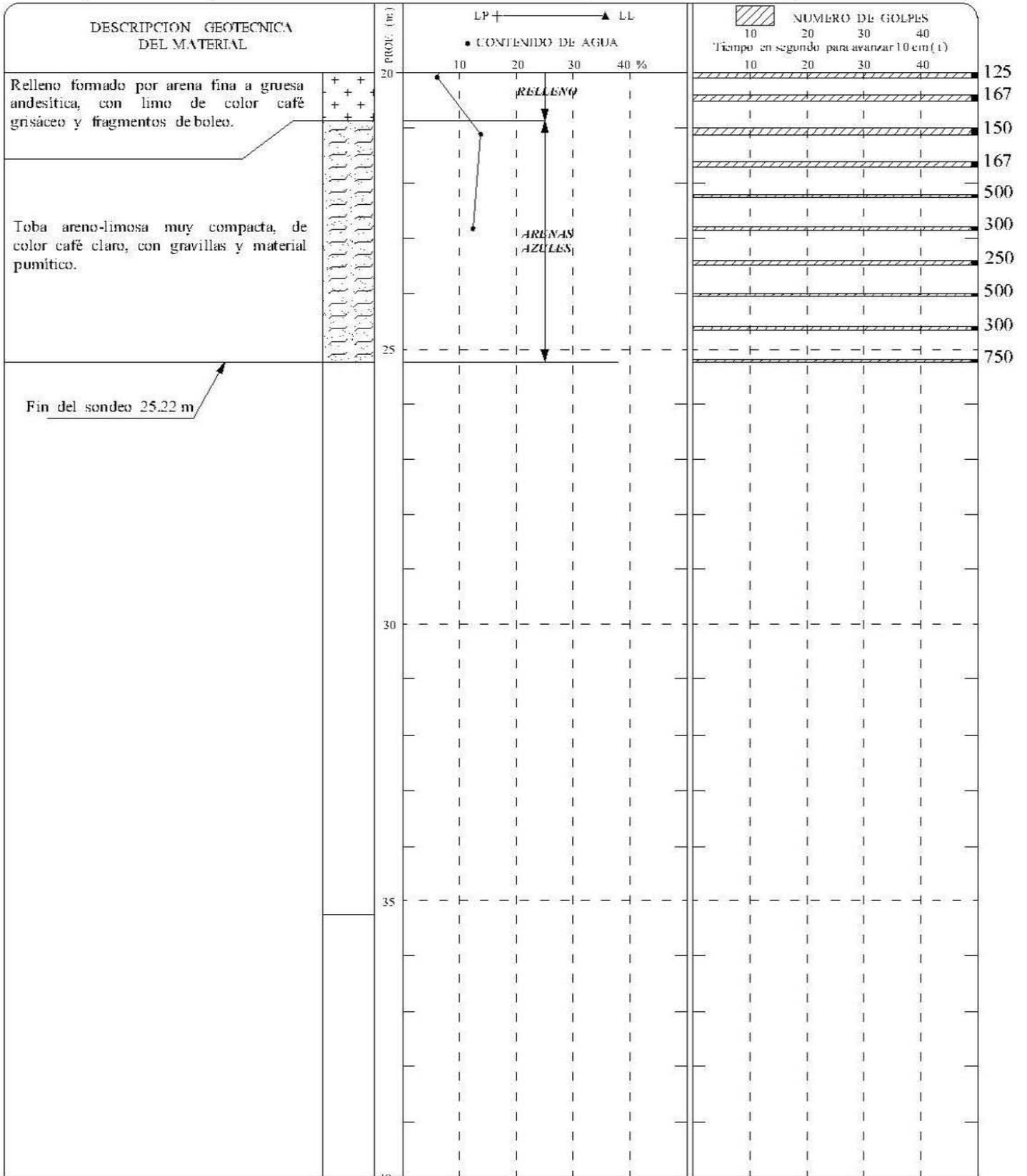
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)		NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES		A AVANCE CON BROCA TRIANGULAR
					LP LIMITE PLASTICO		S PORCENTAJE DE ARENAS
					LL LIMITE LIQUIDO		F PORCENTAJE DE FINOS
					TS TUBO SHELBY		G PORCENTAJE DE GRAVITAS
					TD TUBO DENTADO		

Figura 19a



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SM-2b (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	25.22 m
		Piez. N.A.S.	No se detectó



	RELLENO		ARCILLA	} (F)		GRAVA (G)	LP LIMITE PLASTICO	NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO			RAICES	LL LIMITE LIQUIDO	A AVANCE CON BROCA TRICORNER
							TS TUBO SIELBY	S PORCENTAJE DE ARENAS
							TD TUBO DENTADO	F PORCENTAJE DE FINOS
								G PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 19b



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE 1-6		SONDEO	SM-3a (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	48.45 m	Pw: NAS No se detectó

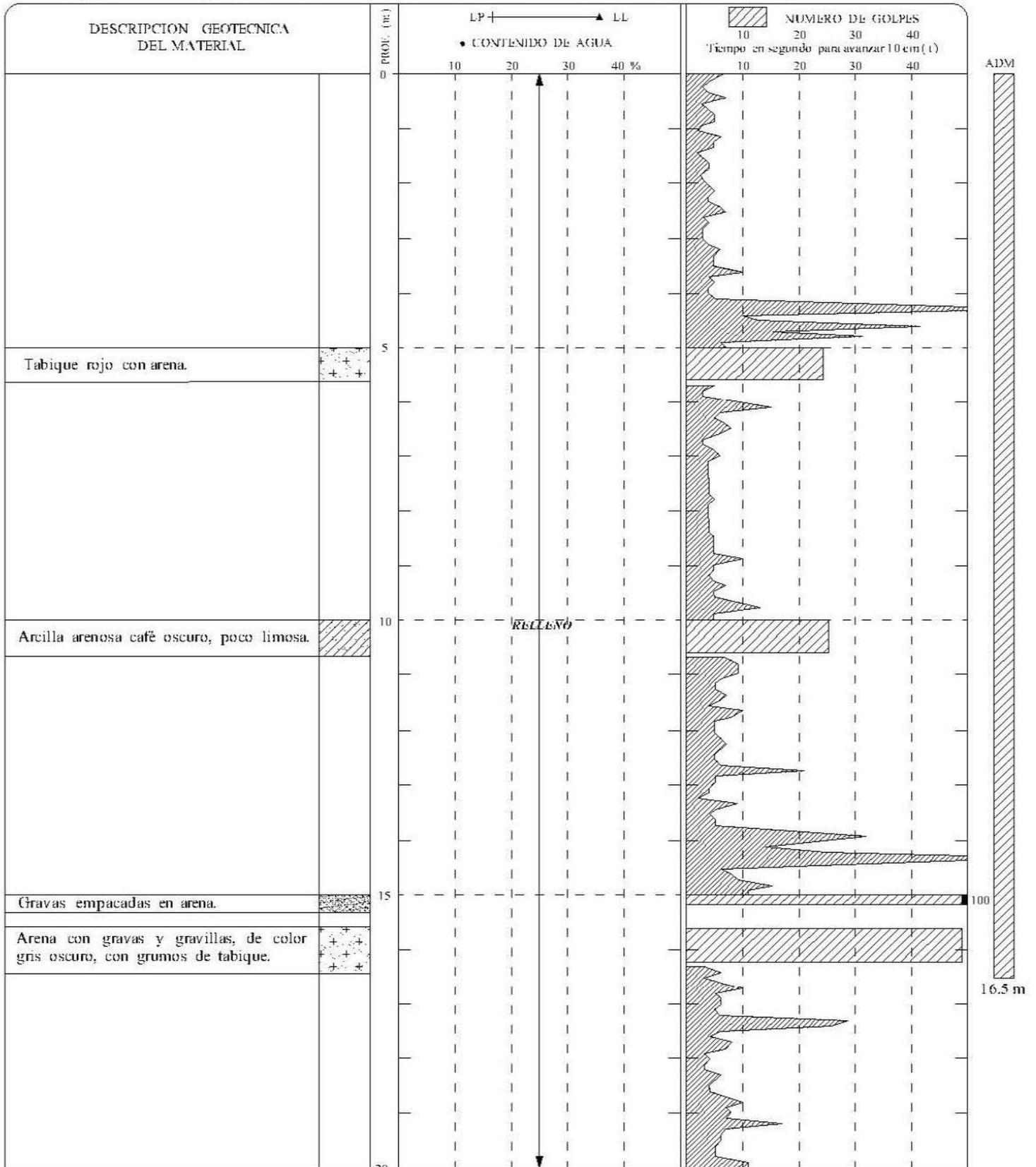
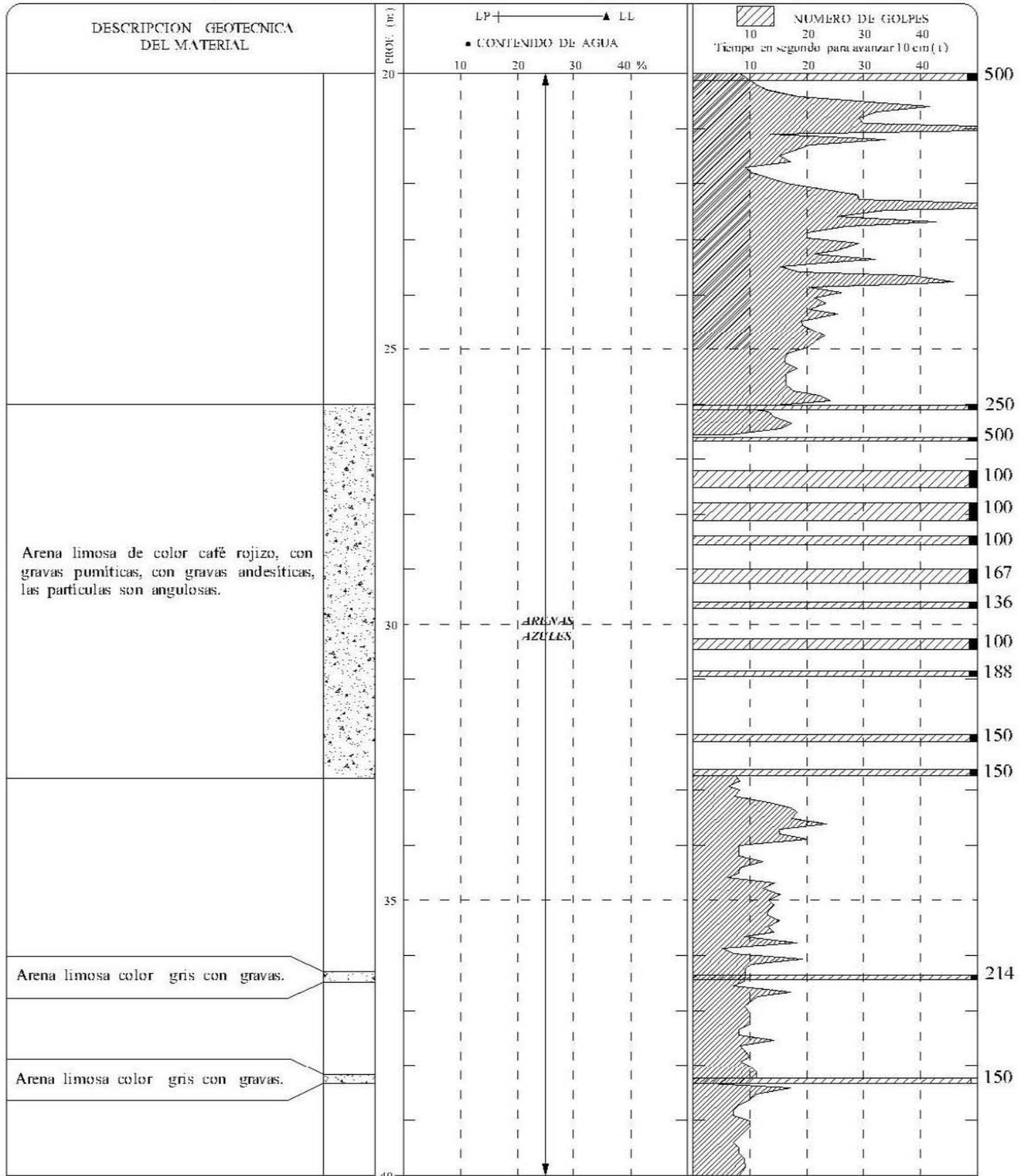


Figura 20a



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SM-3b (...continúa)
LOCALIZACION	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	48.45 m
		Pm: NAF	No se detectó



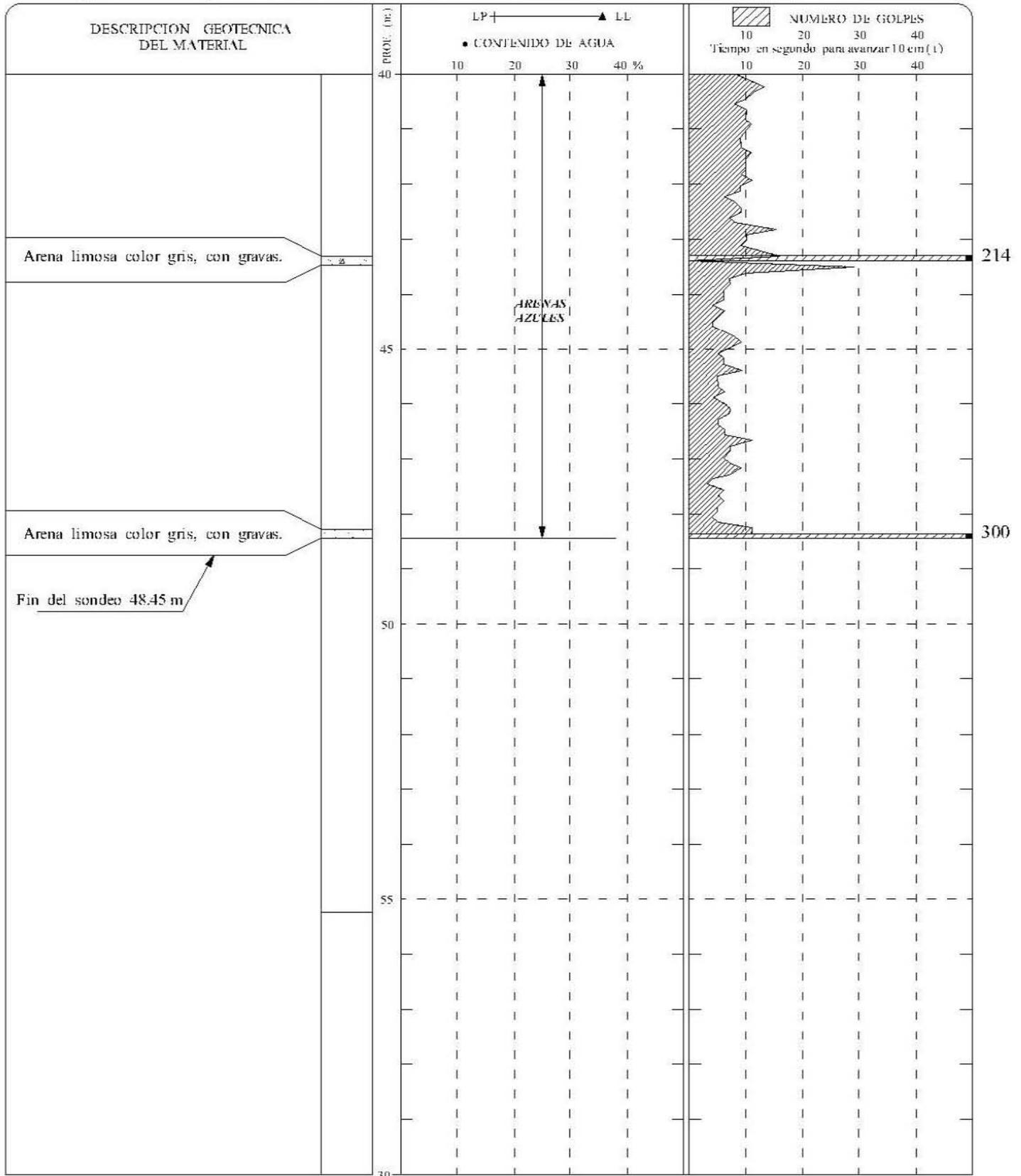
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP	LIMITE PLASTICO	NAF	NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL	LIMITE LIQUIDO	A	AVANCE CON BROCA TRICOMA
						TS	TUBO SHELBY	S	PORCENTAJE DE ARENAS
						TD	TUBO DENTADO	F	PORCENTAJE DE FINOS
								G	PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 20b



SONDEO MIXTO

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SM-3c (...continuación)
LOCALIZACION	Av. Santa fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	PROF. EXPLORADA	48.45 m
		PROF. NAS	No se detectó



	RELLENO		ARCILLA	} (F)		GRAVA (G)	LP	LIMITE PLASTICO	NAF	NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO			RAICES	LL	LIMITE LIQUIDO	A	AVANCE CON BROCA TRICONICA
							TS	TUBO SIELBY	S	PORCENTAJE DE ARENAS
							TD	TUBO DENTADO	F	PORCENTAJE DE FINOS
									G	PORCENTAJE DE GRAVAS

Figura 20c

A manera de resumen, en la Tabla 1 podemos observar las profundidades alcanzadas en cada sondeo así como algunas de las características generales de las condiciones del suelo en estudio.

Tabla 1.- Resultados de los trabajos de exploración								
Sondeo	Profundidad alcanzada (m)	Cota del brocal (m)	Estratigrafía (m)					
			Relleno			Arenas azules		
SPT - 1	50.87	105.10	0.00	-	21.80	21.80	-	50.87
SPT - 2	47.46	103.08	0.00	-	10.30	10.30	-	47.46
SPT - 3	40.85	83.41	0.00	-	16.80	16.80	-	40.85
SPT - 4	34.15	81.20	0.00	-	24.50	24.50	-	34.15
SPT - 5	21.69	102.05	0.00	-	20.00	20.00	-	21.69
SM - 1	35.06	104.09	0.00	-	20.00	20.00	-	35.06
SM - 2	25.22	102.23	0.00	-	20.09	20.09	-	25.22
SM - 3	48.45	83.78	0.00	-	20.00	20.00	-	48.45

1.4 PRUEBAS DE LABORATORIO

El programa de estudios de laboratorio se establece para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación.

Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil, de Joseph E. Bowles, (1981), impreso en México por Mc Graw Hill.

Una vez obtenidas las muestras, se trasladaron debidamente protegidas a nuestro laboratorio, en donde se realizaron diferentes pruebas para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo.

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 4.- Densidad de Sólidos
- 5.- Peso volumétrico natural

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

Los experimentos de laboratorio que se realizaron relativo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se pueden contemplar en las Figuras 21 a 24, en donde se muestran el porcentaje de finos, grava y arena para cada muestra analizada.



CITY SANTA FE, LOTE1-6		SONDRO	SPT-1
PROYECTO	Av. Santa Fe y calle Paseo de los Arquitectos,		Análisis granulométrico
LOCALIZACIÓN	Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.		

Símbolo	Muestra	Profundidad (m)	Peso Muestra (g)	Gravas %	Arenas %	Finos %	Clasificación (SUCS)	Observaciones
—	37	25.80 - 25.90	60.97	34.35	48.59	17.06	SM	Arena fina media poco gruesa
- - -	40	28.80 - 28.95	117.49	41.30	44.20	14.50	SC	Arena fina media poco gruesa
- - -	48	36.80 - 37.10	84.93	37.44	41.16	21.40	SM	Arena fina, media y gruesa
—	56	47.80 - 47.87	30.88	2.20	81.42	16.38	SM	Arena fina y media poco gruesa

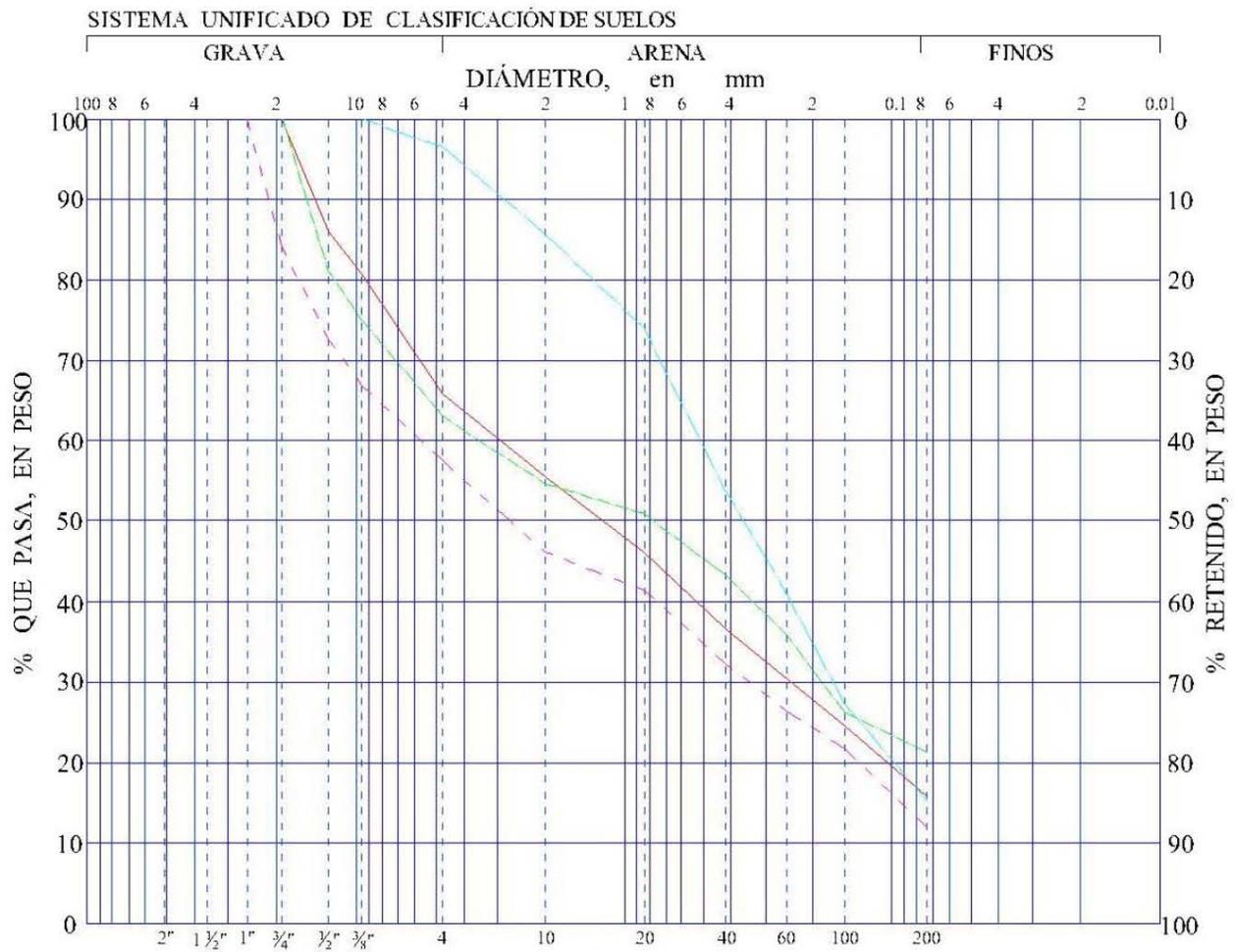


Figura 21

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDEO	SPT-2
LOCALIZACIÓN	Av. Santa fe y calle Pasco de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.	Análisis granulométrico	

Símbolo	Muestra	Profundidad (m)	Peso Muestra (g)	Gravas %	Arenas %	Finos %	Clasificación (SUCS)	Observaciones
—	22	15.00 - 15.36	60.92	40.41	43.41	16.18	SM	Arena fina gruesa y media
- - -	31	28.20 - 28.26	28.86	34.82	47.34	17.84	SM	Arena fina media gruesa
- · - · -	39	37.80 - 37.88	61.91	40.76	40.86	18.38	SM	Arena media, gruesa y fina
- · - -	46	43.80 - 43.85	24.94	26.65	51.47	21.88	SM	Arena fina media y gruesa

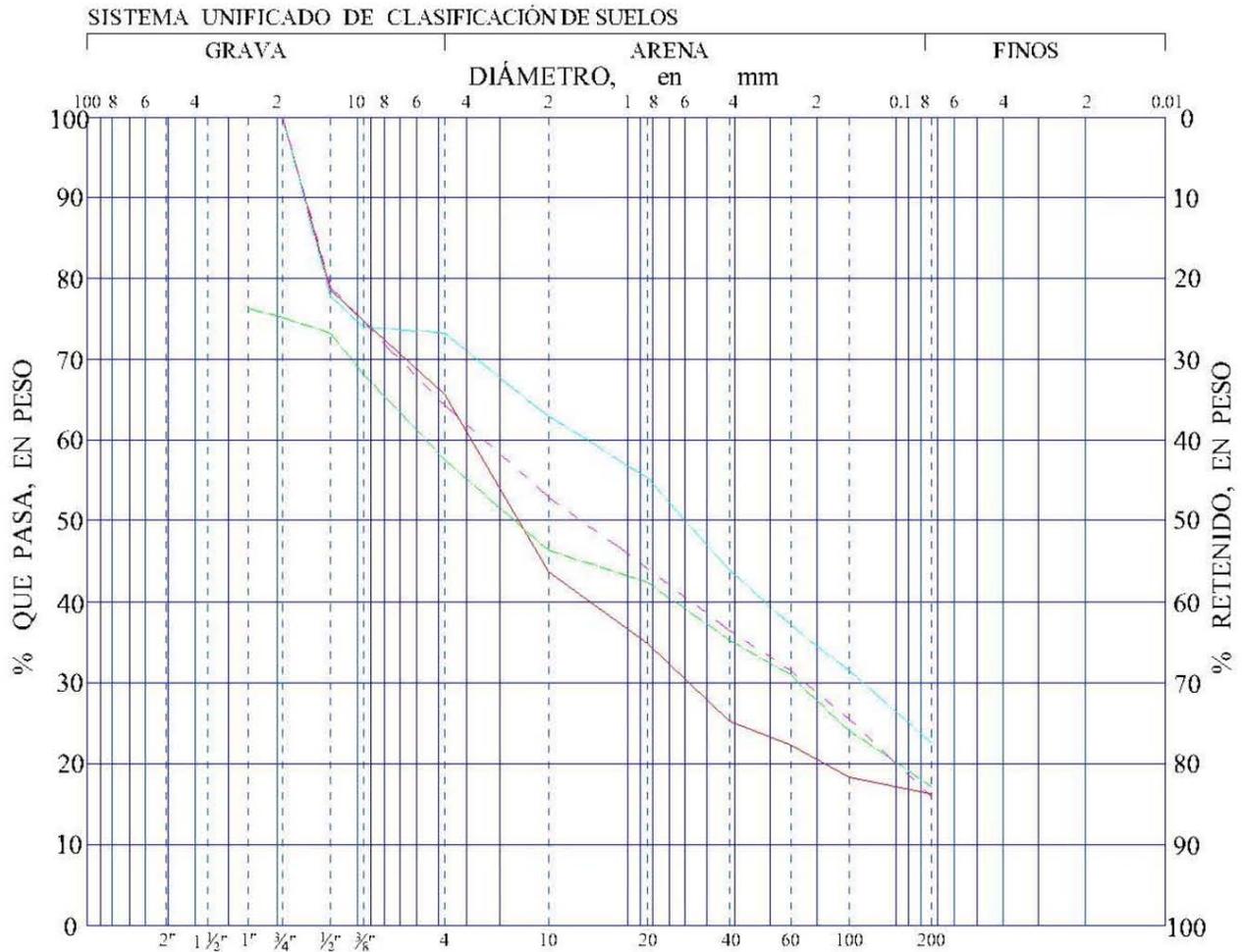


Figura 22

CITY SANTA FE, LOTE 1-6		SONDEO	SPT-3
PROYECTO	Av. Santa fe y calle Paseo de los Arquitectos, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
LOCALIZACIÓN			

Símbolo	Muestra	Profundidad (m)	Peso Muestra (g)	Gravas %	Arenas %	Finos %	Clasificación (SUCS)	Observaciones
—	30	18.60 - 18.69	42.00	28.48	56.38	15.14	SM	Arena fina media y gruesa
- - -	32	24.00 - 24.12	72.65	21.12	59.05	19.83	SM	Arena fina y media poco gruesa
- · - · -	34	26.80 - 27.00	62.73	13.77	49.49	36.74	SM	Arena gruesa media y fina
—	43	38.80 - 38.92	63.22	7.45	74.75	17.80	SM	Arena media fina y gruesa

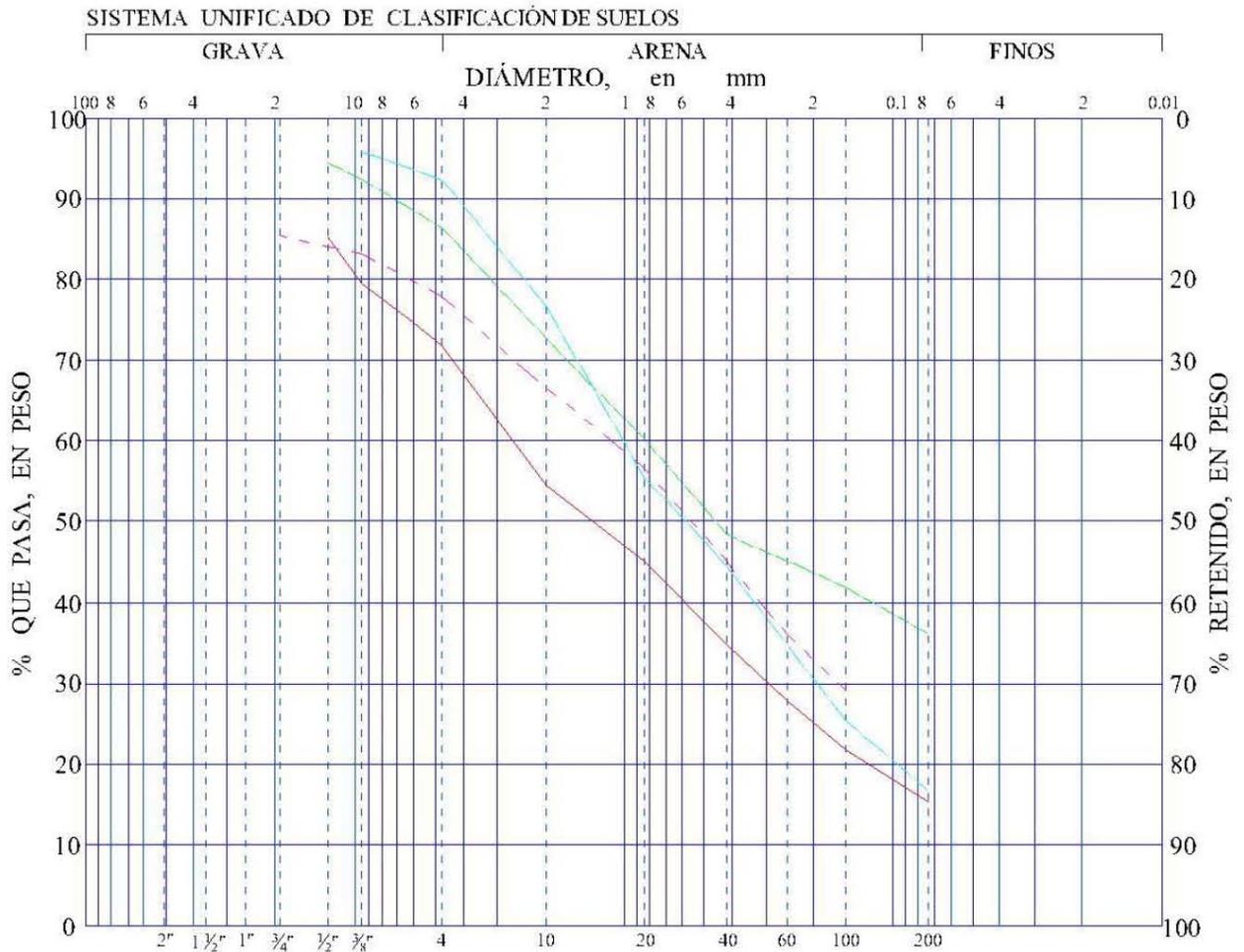


Figura 23

PROYECTO	CITY SANTA FE, LOTE1-6	SONDRO	SPT-4
LOCALIZACIÓN	Av. Santa fe y calle Pasco de los Arribeños, Lomas de Santa Fe, Cuajimalpa, D.F.		Análisis granulométrico

Símbolo	Muestra	Profundidad (m)	Peso Muestra (g)	Gravas %	Arenas %	Finos %	Clasificación (SUCS)	Observaciones
—	25	15.60 - 16.20	64.67	25.89	46.06	28.05	SC	Arena fina, media gruesa
- - -	42	27.60 - 27.71	48.46	43.38	45.93	10.69	SM	Arena media, fina y gruesa

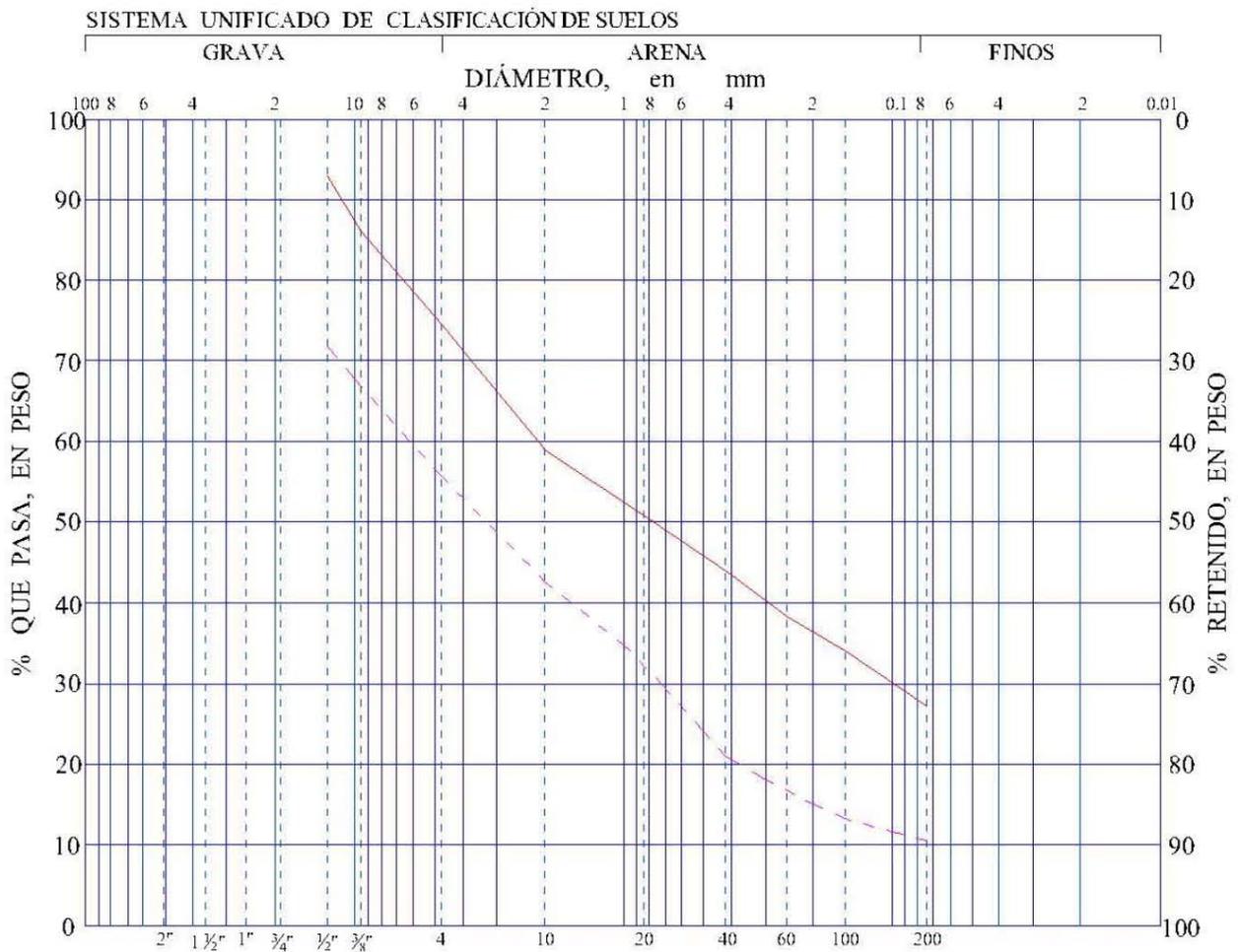


Figura 24

En la Tabla 2 se presentan todos los valores recopilados correspondientes de las pruebas anteriores.

Tabla 2.- Pruebas de laboratorio								
Profundidad (m)			SUCS	Límites de consistencia %		Granulometría %		
				Líquido	Plástico	Grava	Arena	Finos
SPT - 1								
4.80	a	5.40	CL	44.80	22.00			
12.60	a	13.20	CL	40.90	20.50			
17.40	a	18.00	CH	27.60	17.80			
25.80	a	25.90	SM			34.35	48.59	17.06
28.80	a	28.95	SC			41.30	44.20	14.50
36.80	a	37.10	SM			37.44	41.16	21.40
47.80	a	47.87	SM			2.20	81.42	16.38
SPT - 2								
3.60	a	4.20	CL	43.55	17.16			
15.00	a	15.36	SM			40.41	43.41	16.18
28.20	a	28.26	SM			34.82	47.34	17.84
37.80	a	37.88	SM			40.76	40.86	18.38
43.80	a	43.85	SM			26.65	51.47	21.88
SPT - 3								
18.60	a	18.69	SM			28.48	56.38	15.14
24.00	a	24.12	SM			21.12	59.05	19.83
26.80	a	27.00	SM	57.05	37.50	13.77	49.49	36.74
38.80	a	38.92	SM			7.45	74.75	17.80
SPT - 4								
2.40	a	3.00	CL	44.70	22.13			
15.60	a	16.20	SC	36.90	20.01	25.89	46.06	28.05
27.60	a	27.71	SM			43.38	45.93	10.69

1.5 ESTRATIGRAFIA

A partir del conocimiento que se tiene de la zona y con el resultado de los sondeos de penetración estándar y de los sondeos mixtos, se definió la estratigrafía siguiente:

1) RELLENOS:

El relleno es muy heterogéneo, su espesor varía entre 1.5 m y 26.4 m, está conformado por los estratos que se describen brevemente a continuación:

1a) ARENA (SM): Arena fina, media y gruesa, limosa, con gravas, con boleos, con lentes de arcilla, con trozos de tabique y fragmentos de concreto, de madera y de plástico; la proporción de los diferentes fragmentos varía importantemente. Las partículas en su mayoría son de origen andesítico, tienen forma subangulosa y angulosa; el conjunto exhibe colores café y gris.

1b) LIMO (ML): Limo arenoso y arcilloso, con gravas, con boleos, con pedacería de tabique y de concreto, con madera y plástico; la forma de las partículas es subangulosa. El conjunto es de colores café y gris.

1c) ARCILLA (CL): Arcilla arenosa, con gravas, con pedacería de tabique y concreto; la forma de las partículas es subangulosa; exhibe un color café oscuro.

2) ARENAS AZULES:

Subyacen a los rellenos arenas azules integradas por los siguientes estratos:

2a) TOBA (SM): Arena limosa muy compacta, que empaca gravas y gravillas, de color café rosado claro y algo de material pumítico.

2b) TOBA (SM): Arena arcillosa muy compacta, de color café oscuro, con gravas y gravillas; las partículas son de origen andesítico y de forma angulosa y subangulosa.

2c) AGLOMERADO (SM): Aglomerado en estado compacto y cementado, integrado por gravas y boleos empacados en una matriz arenosa, con algo de material pumítico, de color gris oscuro; las partículas son de origen andesítico y de forma angulosa y subangulosa.

De acuerdo con la estratigrafía definida durante los trabajos de exploración y reconocimiento del subsuelo, auxiliado con las pruebas de laboratorio, se hicieron los cortes estratigráficos presentes en el lote I-6, mostrados en las Figuras 25 a 29, y que puede observarse su localización en planta en la Figura 2 mostrada al principio de este trabajo.

NIVEL FREÁTICO

Hasta la máxima profundidad de exploración no se localizó el nivel freático; en esta parte de la ciudad se encuentra muy profundo.

MINAS SUBTERRANEAS

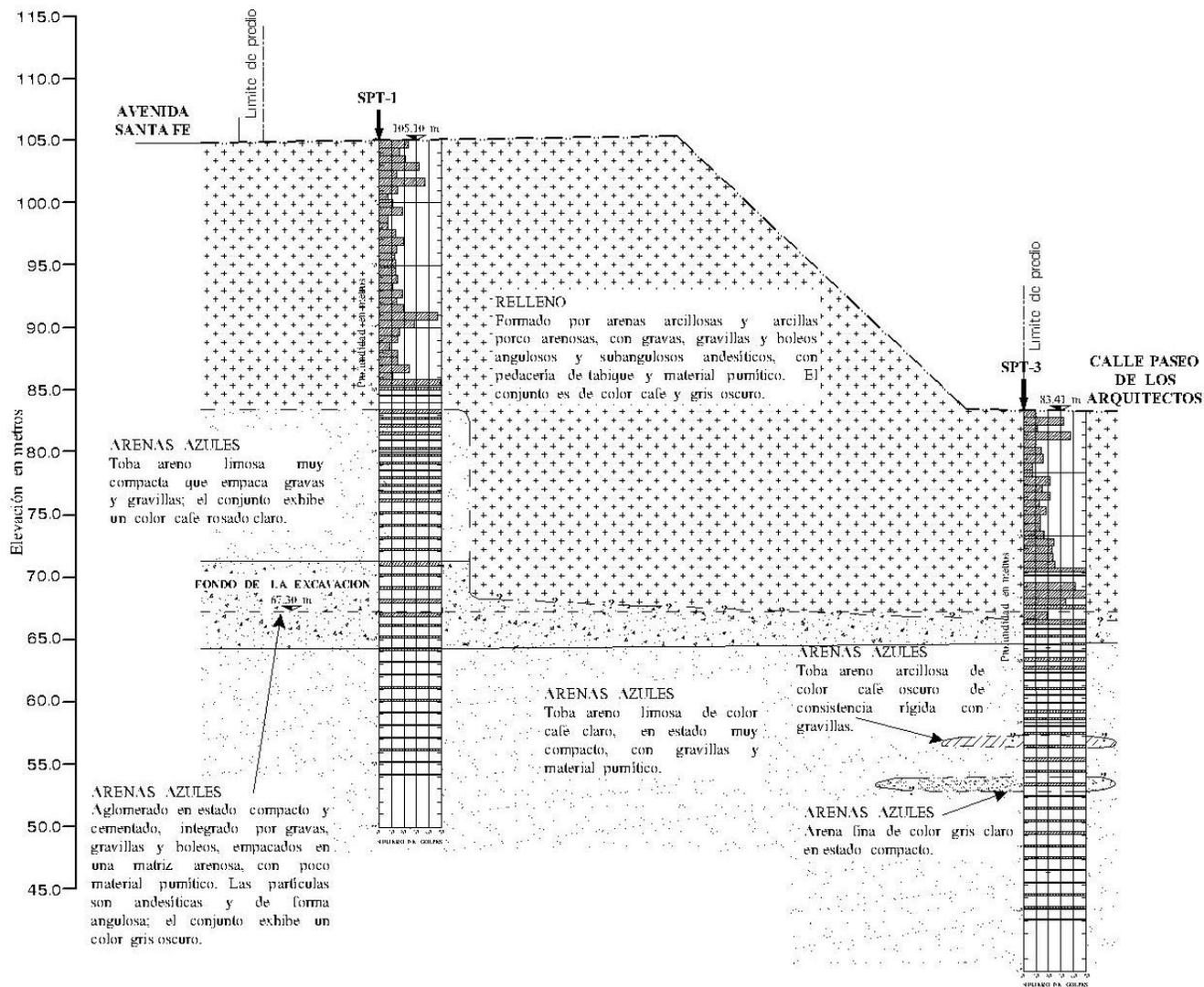
A partir de la inspección del sitio y de los resultados de los sondeos exploratorios, se concluye que no existen minas que pudieran poner en riesgo la estabilidad del Conjunto Residencial que se construirá.

COEFICIENTE SISMICO

El coeficiente sísmico que se utilizara para el diseño de las Torres, vale 0.16

← NORPONIENTE

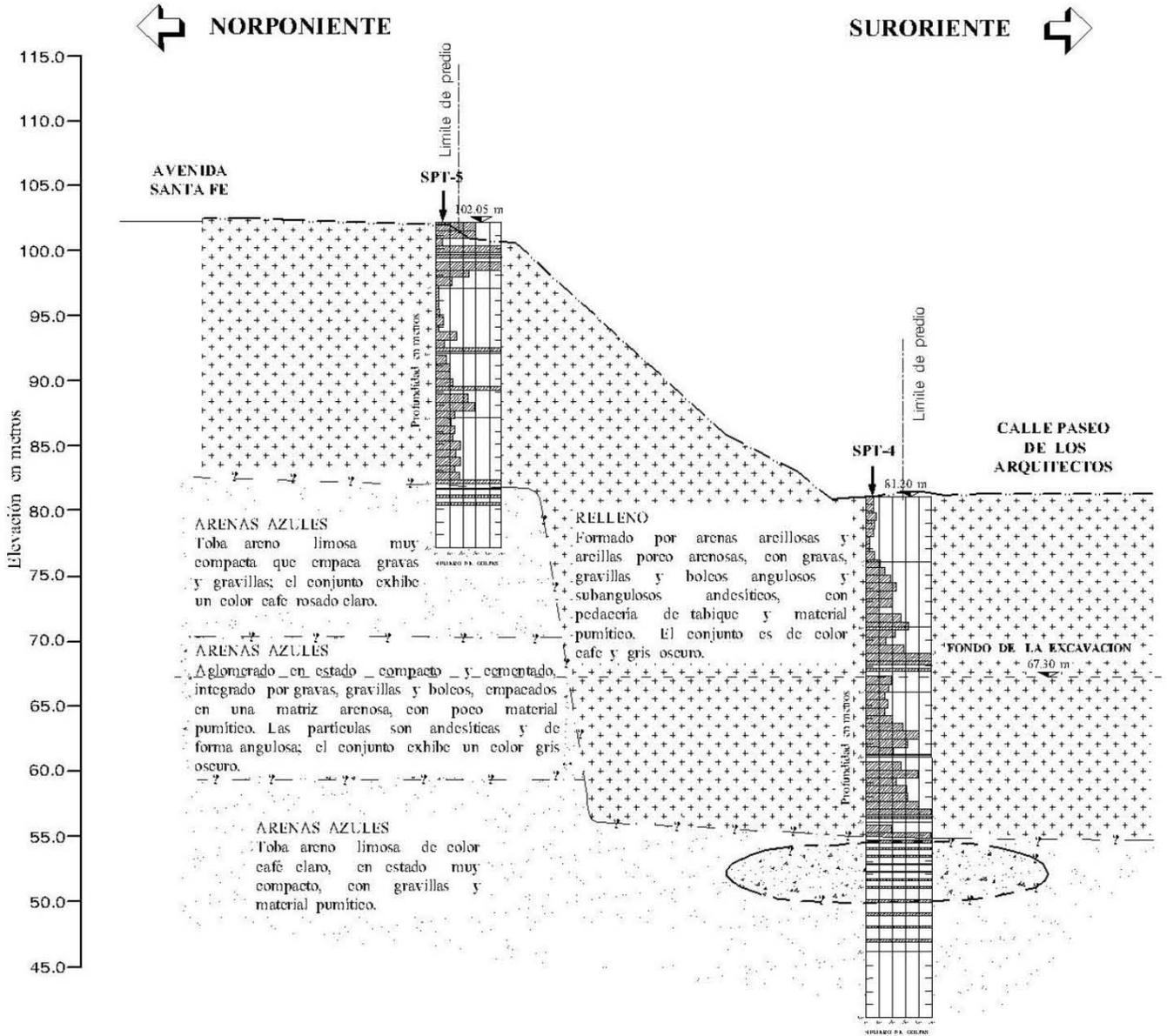
SURORIENTE →



Notas:

- Ver la localización del predio y la ubicación del corte en las Figuras 1.1 y 1.2.
- SM, Sondeo Mixto de avance controlado y penetración estándar.
- SPT, Sondeo de Penetración Estándar.

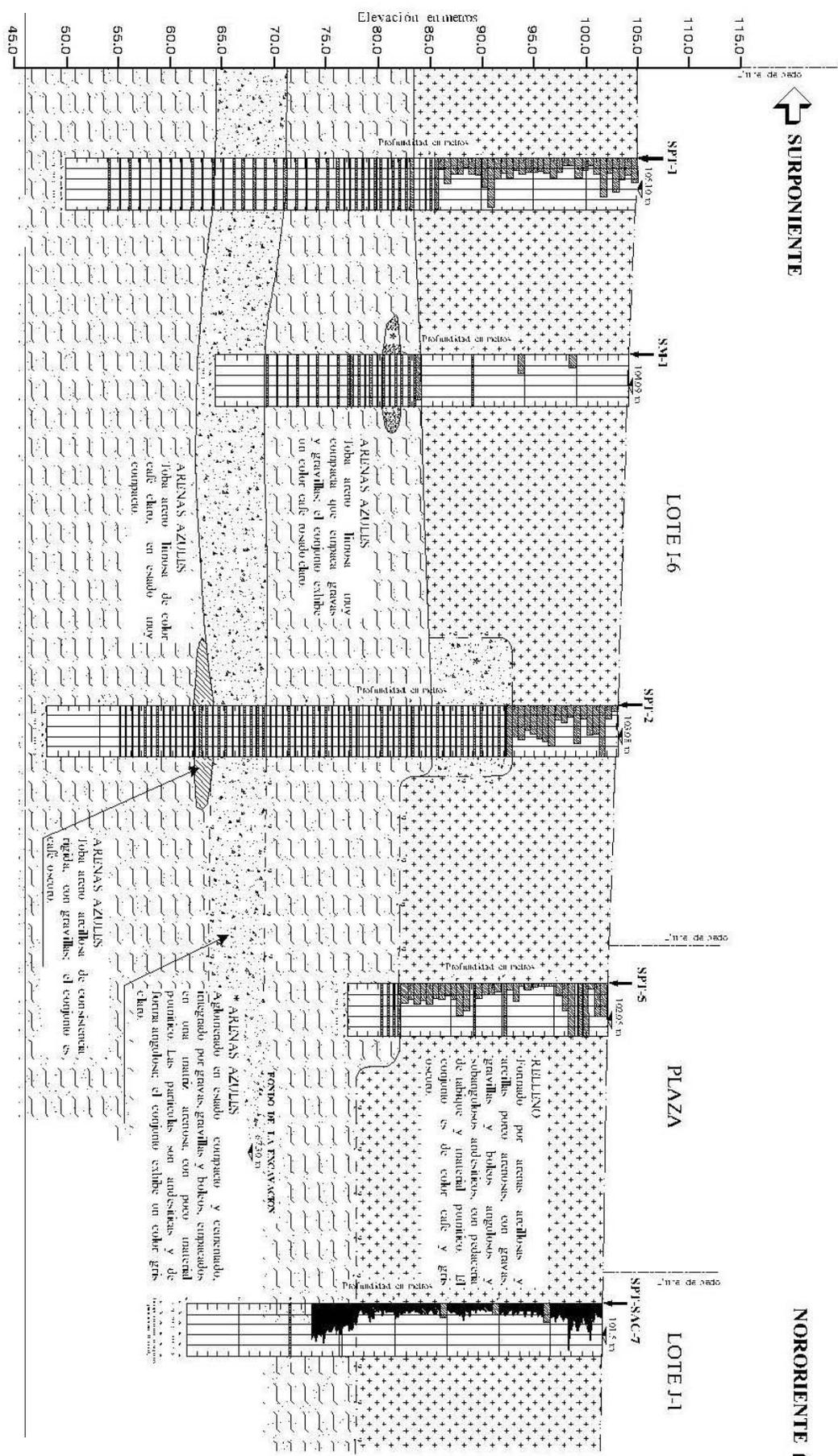
Figura 25. - Corte estratigráfico A-A'.



Notas:

- Ver la localización del predio y la ubicación del corte en las Figuras 1.1 y 1.2.
- SM, Sondeo Mixto de avance controlado y penetración estándar.
- SPT, Sondeo de Penetración Estándar.

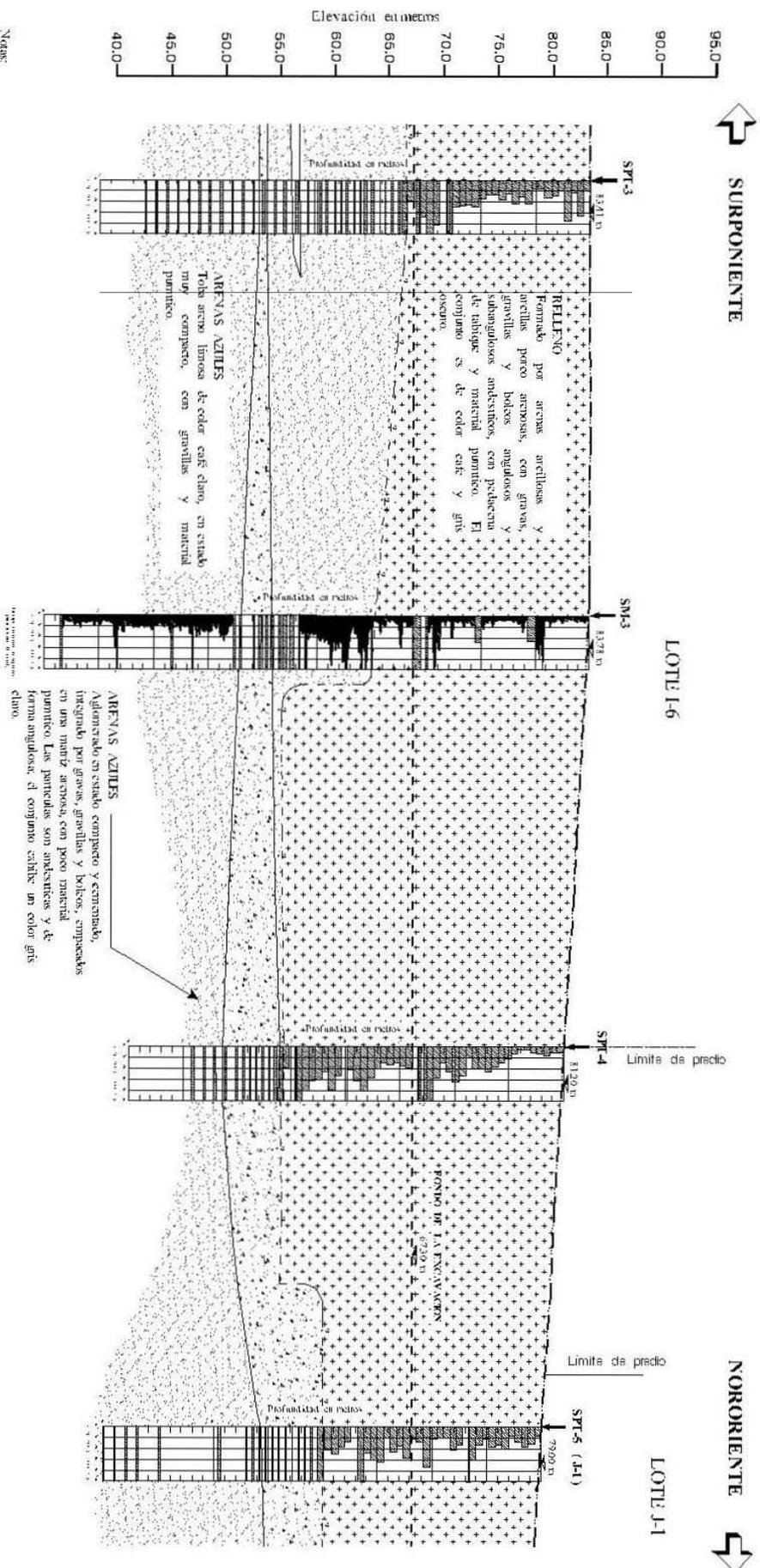
Figura 27.- Corte estratigráfico C-C'.



Notas:

- Ver la localización del perfil y la ubicación del corte en las figuras 11 y 12.
- SM, Sondeo Mide de avance controlado y penetración estándar
- SPT, Sondeo de Penetración Estándar

Figura 28.- Corte estratigráfico D-D'



Notas:

- Ver la localización del predio y la ubicación del corte en las Figuras 1.1 y 1.2.
- SM, Sondeo Mixto de avance controlado y penetración estándar.
- SPT, Sondeo de Penetración Estándar.

Figura 29.- Corte estratigráfico E-E'.

CAPÍTULO 2

DISEÑO

GEOTÉCNICO

En general, se recomienda el uso de una cimentación profunda para apoyar una estructura cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las solicitaciones a que quedará sometida exceden la capacidad de soporte de los estratos más superficiales, o cuando las restricciones de funcionamiento u operación obliguen a dicha solución.

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cual se define la profundidad de cimentación, se dimensionan los elementos elegidos, se recomiendan los procesos constructivos más adecuados y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- Tener un factor de seguridad contra falla última.
- Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura.

Para contar con una razonable seguridad en el diseño y construcción de cimentaciones profundas, que aseguren que la estructura esté libre de daños, pérdidas y riesgos inaceptables, en los análisis geotécnicos de estabilidad se introduce el concepto de factor de seguridad global. Este factor puede definirse como la relación de la resistencia de la cimentación dividida entre los efectos de las cargas aplicadas. Se acostumbra rangos de factor de seguridad global comprendidos entre 2 y 3; el valor superior se aplica a condiciones de cargas y de servicio normales, las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos; mientras que el menor al caso de cargas máximas, las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y en las peores condiciones ambientales.

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El proyecto contempla la construcción de un conjunto residencial que estará integrado por 2 torres, con 7 niveles de sótanos para estacionamiento, un nivel general de terraza, con un número de pisos de 31.

Para conformar la topografía del predio a la del proyecto y poder alojar los sótanos, es necesario realizar cortes con alturas variables; en el caso de la Avenida Santa Fe se tendrán alturas entre 34.5 m y 38 m, y para la calle de Paseo de los Arquitectos entre 16.0 m y 11.0 m. El conjunto Residencial estará constituido por dos torres altas, con un nivel general de pódium. En la Figura 30 podemos ver a grandes rasgos las características del edificio al cual diseñaremos la cimentación.

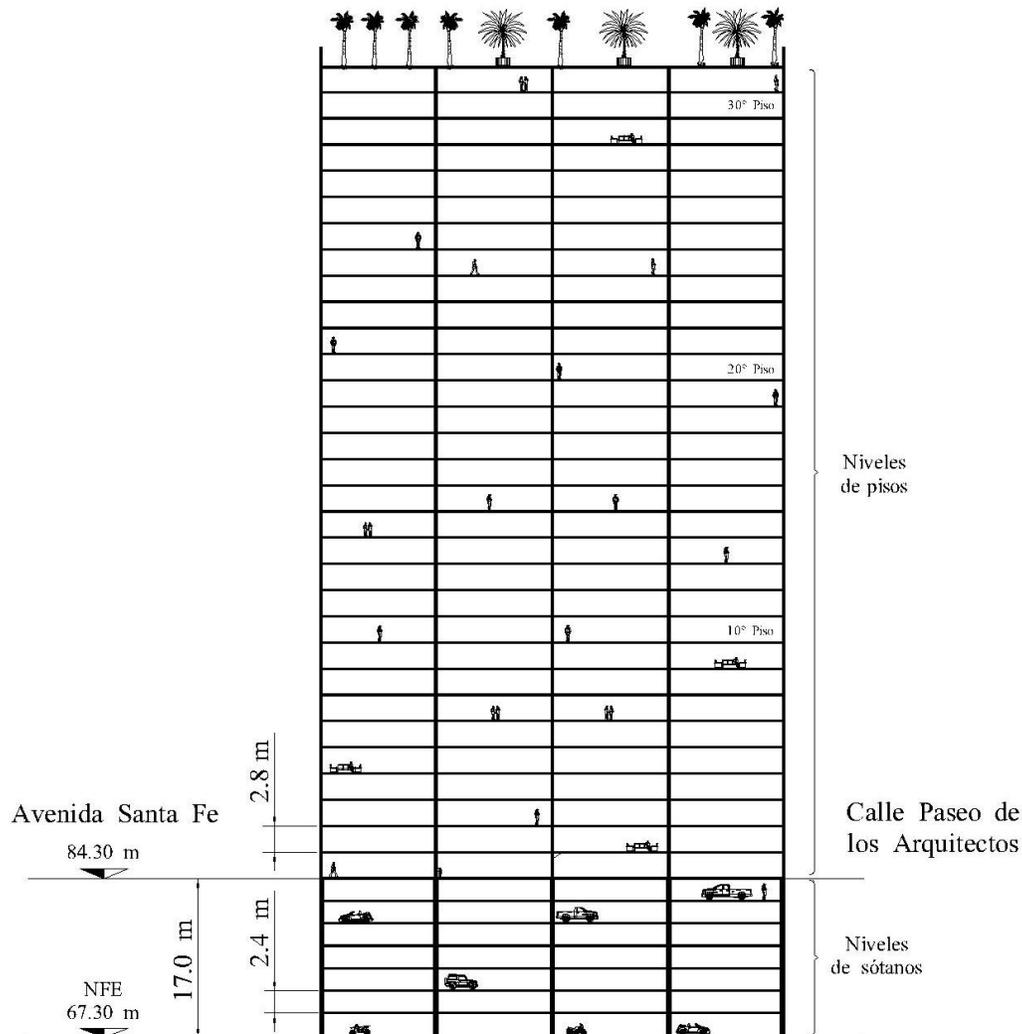


Figura 30.- Características del proyecto.

2.2 SOLUCION DE CIMENTACION

El objetivo principal de cualquier cimentación es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo en forma estable, en el caso de nuestro proyecto, los estratos resistentes se encuentran a partir de las arenas azules ya que los rellenos no se consideran de mucha importancia, aunado a esto las características de construcción que el proyecto involucra, se llega a la conclusión de que el mejor tipo de cimentación que cumplirá con nuestros requerimientos forzosamente tendrá que ser a base de cimentaciones profundas.

GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

Son aquéllas que alcanzan estratos profundos que tengan la capacidad de soportar las cargas adicionales que se aplican al subsuelo, utilizándose generalmente procedimientos constructivos y equipos especiales. Los elementos de cimentación profunda más utilizados son los pilotes y las pilas, cuyas características más importantes se describen a continuación:

A. PILOTES

Los pilotes son elementos esbeltos de cimentación profunda que transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación, con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Los pilotes pueden ser de madera, o bien de acero y/o concreto. El uso de pilotes de madera ha dejado de ser frecuente, y solamente se aplican en obras provisionales donde no se requiere su preservación a largo plazo; cabe resaltar que los pilotes de madera no sufren deterioro cuando están sumergidos permanentemente en agua que no contenga elementos corrosivos y/o contaminantes. Los pilotes de acero por lo general son tubulares o de sección "H". Su utilización depende del tipo de subsuelo donde serán instalados, así como del procedimiento constructivo elegido. Debido a que la sección "H" no desplaza un volumen importante de suelo durante su instalación, su hincado en suelos blandos se facilita; se sugiere su utilización cuando deban apoyarse en roca. En ocasiones los pilotes tubulares pueden taparse en la punta para posteriormente ser llenados de concreto; la dificultad de su hincado es prácticamente igual cuando están tapados que cuando están abiertos, ya que el material del subsuelo que penetra en la punta llega a formar un tapón resistente. Los pilotes de acero deben ser sometidos a tratamientos especiales cuando se detecta que durante su vida útil pueden ser afectados por la oxidación y/o corrosión.

Los pilotes más utilizados son los precolados de concreto reforzado con varilla corrugada de acero; su sección puede ser cuadrada u octagonal, recomendándose que su área no exceda de 2500 cm^2 y 3000 cm^2 respectivamente. La longitud de los tramos de pilotes precolados debe ser definida considerando el esfuerzo resistente de los mismos y las maniobras de levante e izaje a las que estarán sometidos, a fin de preservar la integridad del pilote.

En caso de que se requiera que los pilotes transmitan la carga al subsuelo por fricción, es común elegir secciones menores, por consiguiente más ligeras, y con desarrollo de las caras del fuste de mayor área, como es la sección triangular y la sección "H". Es importante aclarar que se ha comprobado que los pilotes con sección triangular pierden fácilmente el confinamiento del suelo bajo el efecto de desplazamientos horizontales, debido a la geometría de su sección, disminuyendo su capacidad de carga. Con relación a la sección "H" es común usar el perfil de acero, o bien el pilote prefabricado con concreto y cables de 5 mm de espesor pretensado longitudinalmente, cuyo acero transversal es del mismo calibre. Se ha comprobado también respecto a este tipo de pilotes que la fricción se desarrolla en una superficie correspondiente a la envolvente de la sección "H", por lo que la ventaja que representa su mayor perímetro es relativa.

En la mayoría de los casos, el diseño estructural de un pilote es determinado por los esfuerzos a los que estará sometido durante las maniobras de estiba, izado e hincado, ya que por lo general éstos son mayores a los esfuerzos que se desarrollan en la transmisión de cargas al subsuelo. Cuando la capacidad estructural de un pilote es superior a la capacidad de carga del estrato resistente, puede transmitirse mayor carga a través del pilote incrementando la sección de su punta con respecto a la del fuste mediante un bulbo.

Para evitar el desplazamiento horizontal de algunas estructuras, en ocasiones se especifican pilotes en posición inclinada; el ángulo que se forma entre el eje del pilote con la vertical en estos casos por lo general se especifica de 15° , pudiendo lograrse una inclinación hasta de 45° , dependiendo del martinete y dispositivos empleados.

B. PILAS

Las pilas son elementos de cimentación profunda con secciones mayores que la de los pilotes, generalmente su diámetro o lado es mayor de 60 cm, las cuales también transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Las pilas se fabrican directamente en el subsuelo, por lo que se les conoce como elementos fabricados *in situ*. Cuando los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo son exclusivamente de compresión, las pilas pueden fabricarse prácticamente de cualquier material que tenga la resistencia requerida, los cuales deben ser estables durante la vida útil de la estructura que soportarán, siendo los más utilizados la grava, la cal, el mortero y el concreto premezclado. Las características de los estratos del subsuelo, así como las condiciones del agua subterránea, definirán el material que deberá emplearse para la fabricación de las pilas.

Cuando los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo son de compresión y de tensión, las pilas por lo general se fabrican utilizando concreto premezclado reforzado con varillas de acero corrugadas, tubo metálico o perfiles estructurales, siendo el perfil "H" el más común.

La sección utilizada con mayor frecuencia es la circular, cuyo diámetro no debe ser menor a 60 cm, con el propósito de garantizar la calidad de la pila, pudiendo llegarse a especificar un diámetro hasta de 300 cm, si es que el comportamiento del subsuelo durante la fabricación de la pila lo permite. Cuando se requiere que el área de contacto con el estrato resistente sea mayor a la del fuste de la pila, se utilizan ampliaciones en la base cuyo diámetro no será mayor de tres veces al del fuste; asimismo el ángulo que se forma con respecto a la horizontal en la transición de cambio de área no deberá ser menor de 60°. La ampliación de la base de las pilas no debe permitirse bajo el nivel de agua freática, ya que no es posible detectar si su geometría real está dentro de las especificaciones requeridas.

Existen pilas que se diseñan con secciones rectangulares u oblongas de 0.6 m x 2.5 m, o bien de 0.8 m x 2.0 m; uniendo estas secciones se pueden obtener pilas con sección "T" y "H", que ofrecen mayor capacidad de carga y momento de inercia.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las ventajas y desventajas más importantes que se tienen al resolver una cimentación profunda a base de pilas, con respecto a una solución a base de pilotes son las siguientes:

a) Ventajas

- Considerando que las pilas son elementos fabricados *in situ*, no requieren de área adicional para una planta de fabricación y para su almacenamiento como elementos terminados.
- Las pilas no están expuestas a sufrir daños estructurales ya que no se requiere de que sean maniobradas y golpeadas para su instalación, como sucede con los pilotes.
- Los decibeles generados durante la instalación de una pila son muy inferiores, a los que se generan al instalar un pilote prefabricado.
- La longitud de las pilas puede ser variable dependiendo de la profundidad de los estratos resistentes, pudiendo hacerse los ajustes correspondientes prácticamente en forma inmediata, lo cual no es tan versátil en el caso de los pilotes ya que éstos son prefabricados.
- La fabricación de las pilas siempre es monolítica y no requiere de juntas especiales, como sucede en algunos pilotes que son instalados en tramos.
- Las pilas pueden ser instaladas en subsuelos con presencia de gravas y boleos, aplicando el procedimiento adecuado que permita la estabilización de la pared de las perforaciones, lo cual no es posible llevar a cabo para cimentaciones a base de pilotes, ya que el diámetro de las perforaciones es inferior a 1.20 m, dimensión que permite la extracción de los obstáculos.
- La capacidad de carga de las pilas es mayor que la de los pilotes, debiéndose sin embargo considerar el efecto de escala.

b) Desventajas

- Las pilas requieren siempre de perforación previa, mientras que los pilotes en ocasiones pueden ser instalados desplazando el subsuelo.
- Cuando existen estratos de subsuelo sin consistencia, no es posible realizar la construcción de pilas con calidad, ya que su sección puede llegar a deformarse, lo cual no sucede con un elemento prefabricado; se puede resolver este problema con tubería metálica perdida, lo cual origina un incremento en el costo.
- En la fabricación de pilas es necesario siempre garantizar que en el desplante de las excavaciones no exista material suelto.
- El procedimiento constructivo de pilas sobre agua se complica, al tener que evitar el vaivén de la plataforma flotante donde se apoya el equipo de

construcción, así como tener que aislar el cuerpo de la pila en la zona donde no existe suelo que lo confine.

- El sistema de adomado de las perforaciones requiere mayor control que en el caso de los pilotes, ya que de éste depende en forma importante la calidad de las pilas.

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables:

1. Forma como transmiten las cargas al subsuelo.
2. Material con el que están fabricados.
3. Procedimiento constructivo.

1. SEGÚN LA FORMA COMO TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUELO

Las pilas y pilotes en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo. En este último caso se colocan inclinados.

1.1 Pilotes de punta

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca. En ocasiones la densidad de zapatas es tal que económicamente y técnicamente conviene sustituirlas por pilas o pilotes.

1.2 Pilas de punta

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base, aumentando así su carga útil.

1.3 Pilas y pilotes de punta con empotramiento

Para incrementar la capacidad de carga de pilas y pilotes se pueden empotrar una cierta profundidad en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible, y en pilas la distancia que sea posible constructivamente hablando.

1.4 Pilotes de fricción

Son los que transmiten la carga al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.

1.5 Pilotes de anclaje

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. También se utilizan a veces para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos.

1.6 Pilas y pilotes verticales con carga horizontal

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente los pilotes inclinados son mejor solución.

1.7 Pilotes inclinados bajo cargas horizontales

Una solución más eficiente que la del caso anterior es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo.

2. SEGÚN EL MATERIAL CON EL QUE ESTÁN FABRICADOS

Los pilotes se pueden fabricar de concreto prefabricado, concreto colado in situ, acero, concreto y acero (mixtos) y madera; las pilas son siempre de concreto simple o reforzado, colado en el lugar.

2.1 Pilotes prefabricados de concreto

Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, preesforzado o postensado, empleando cemento Portland normal o resistente a las sales, álcalis y silicatos del medio donde se hincarán. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se ligan a la superestructura: sus limitaciones se relacionan con las dificultades de fabricación, manejo e hincado. Según la geometría de su sección transversal, pueden ser cuadrados, octagonales, ochavados, triangulares, de sección H y circulares.

2.2 Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar

Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto. El pilote colado in situ no es muy empujado

2.3 Pilotes de acero

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introducen a rotación.

Entre las ventajas principales de estos pilotes se tiene la facilidad y precisión con que se pueden alargar o recortar y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, además de que su manejo es más simple que en los de concreto. La desventaja principal de estos pilotes es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en ambiente marino, que es donde más se utilizan, para protegerlos debidamente.

2.4 Pilotes mixtos de concreto y acero

Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. En general este tipo de pilotes mixtos tiene poco uso.

2.5 Pilotes de madera

Los pilotes de madera han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de estos pilotes se tiene en su corta duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel del agua, sobre todo cuando están en un ambiente de aguas salobres. En este caso se puede recubrir con concreto el tramo expuesto a las variaciones del nivel.

3. SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no el desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican de concreto simple o reforzado, colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo de sin desplazamiento. En cambio los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de un chiflón, y sin desplazamiento, cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas.

En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares puede generar aumento de la compacidad relativa.

Los procedimientos constructivos son del dominio público o protegidos con patentes comerciales; en cuanto al equipo especializado que se utiliza, sus características y capacidades se eligen acordes al tamaño de la pila o pilote por construir y a las condiciones topográficas, estratigráficas y de localización del sitio.

3.1 Con desplazamiento

a) Pilotes hincados a percusión: Este procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores significativos que deben de considerarse son:

- La masa y longitud del pilote
- El peso y energía del martillo
- El tipo de suelo en que se hinca

Usualmente el pilote se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que desliza el martillo durante la maniobra. Cuando debido a su longitud el pilote no puede manejarse en un solo tramo, se hinca en dos o más de ellos, unidos con una junta rápida o con placas prefijadas en los extremos que se soldan durante el hincado. Cuando no es posible utilizar una estructura guía de hincado por restricciones de espacio disponible o en obra fuera de costa, se puede usar una guía colgante sostenida por la pluma de una grúa y unos cables.

b) Pilotes hincados a presión: Estos pilotes se fabrican en concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos del pilote. Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto. La reacción del sistema de carga usualmente se absorbe con lastre colocado en una plataforma. Este procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones, porque la reacción del sistema de carga se soporta con el peso de la estructura y por ello se puede realizar en espacios verticales muy reducidos.

c) Pilotes hincados con vibración: Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre. Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas. Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas. Cuando se proyecta aplicar este método, se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.

3.2 Con poco desplazamiento

- a) Pilotes hincados en una perforación previa: Todos los pilotes hincados se transforman en pilotes de poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa; esta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con el mismo suelo, mezclándolo con agua previamente agregada, o en todo caso a base de bentonita y agua.

Esta técnica se utiliza:

- Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
 - Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente.
 - Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.
- b) Pilotes hincados con chiflón: Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote. Adicionalmente, se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua. En pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.
- c) Pilotes de área transversal pequeña: Se acostumbra clasificar como pilotes con poco desplazamiento a los de perfiles de acero porque la relación de su perímetro al área transversal es hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto. Estos pilotes pueden ser de desplazamiento cuando por falta de control se forma un tapón de suelo cercano a la punta entre los patines, que avanza con el hincado. A veces se aplica un tratamiento eléctrico de corta duración posterior al hincado para incrementar rápidamente la adherencia entre pilote y suelo; en este caso, además de perfiles estructurales, se puede usar también tubos.

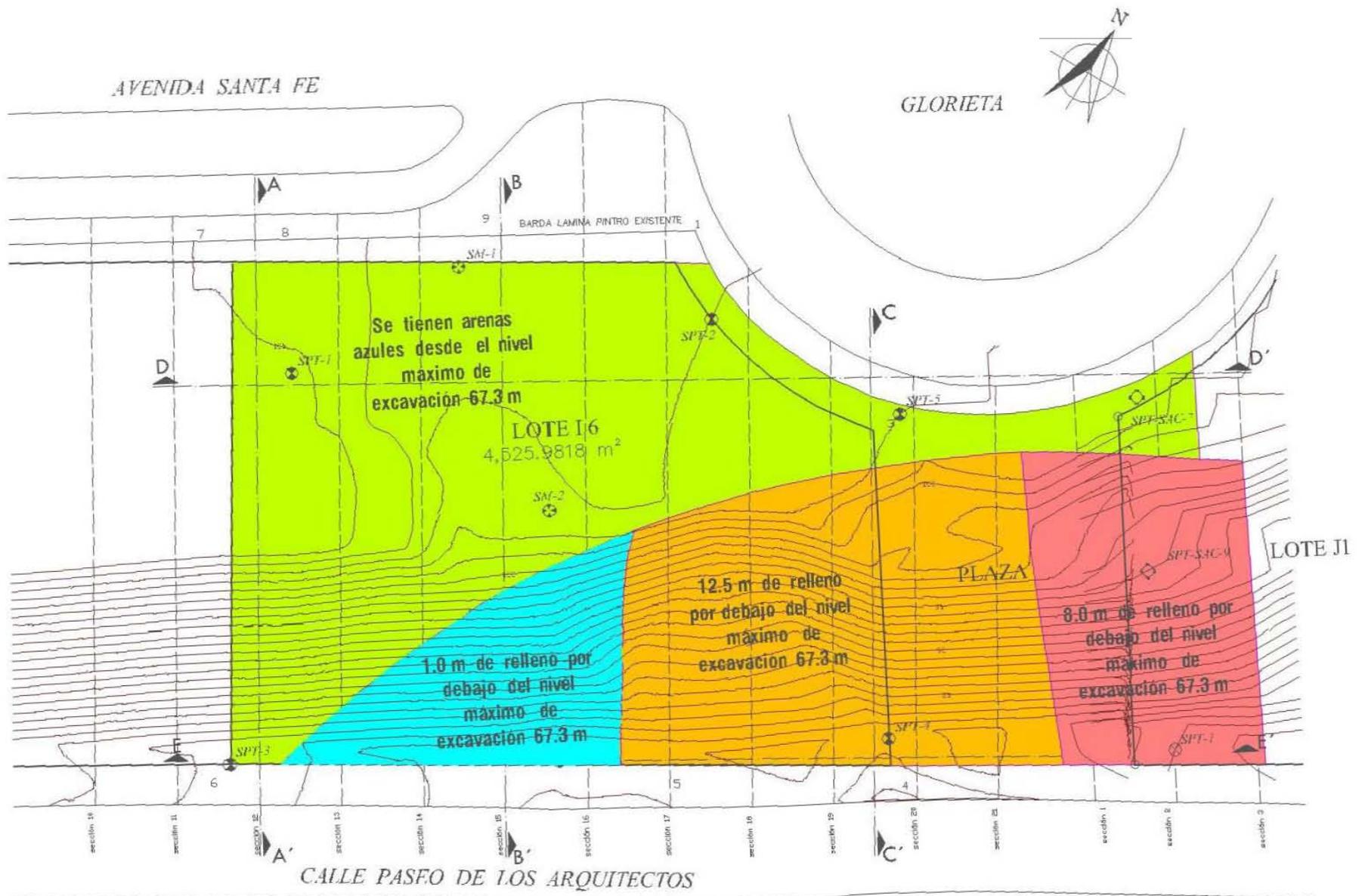
3.3 Sin desplazamiento

- a) Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar. Los pilotes y pilas de concreto colados en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

RESOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Después de toda la teoría de cimentaciones profundas expuesta, se llegó a la mejor solución de cimentación de nuestro proyecto, el cual consistirá en pilas fabricadas *in situ* de concreto reforzado.

Respecto a la profundidad de desplante, se puede observar en las Figuras 31 a 35 que en nuestro predio en estudio existen cuatro diferentes condiciones de subsuelo, definidos de esa manera debido a las previas pruebas y trabajos de exploración realizados mostrados con anterioridad en este trabajo. Se conoce también el nivel máximo de excavación debido a los requisitos que nos está solicitando el proyecto, el cual es de 67.3 m, las pilas atravesarán los rellenos a partir de esta altura, penetrando en las arenas azules dependiendo de la condición del subsuelo es la profundidad de desplante, teniendo así alturas variadas entre 20 y 29 m.



Notas

SM-1 (⊕) - Sondio tubo

SPT-1 (⊗) - Sondio de penetración estándar

Figura 31.- Diferentes condiciones de subsuelo en el predio en estudio, vista en planta.

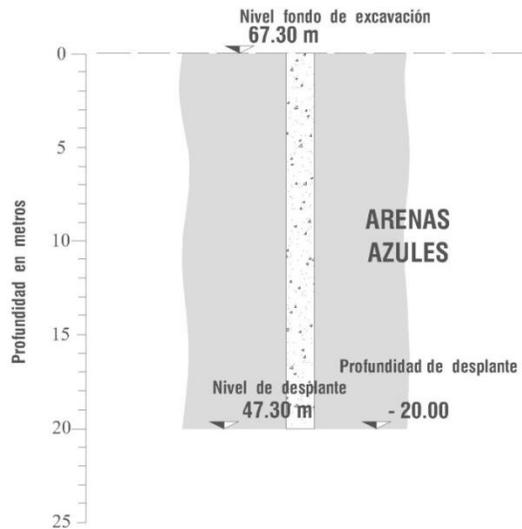


Figura 32.- 1° condición de subsuelo; Se tienen arenas azules desde el nivel máximo de excavación 67.3 m.

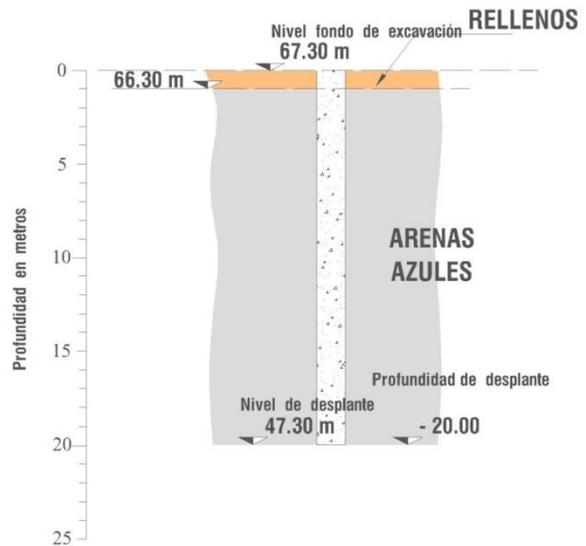


Figura 33.- 2° condición de subsuelo; Se tienen 1.0 m de relleno debajo del nivel máximo de excavación 67.3 m.

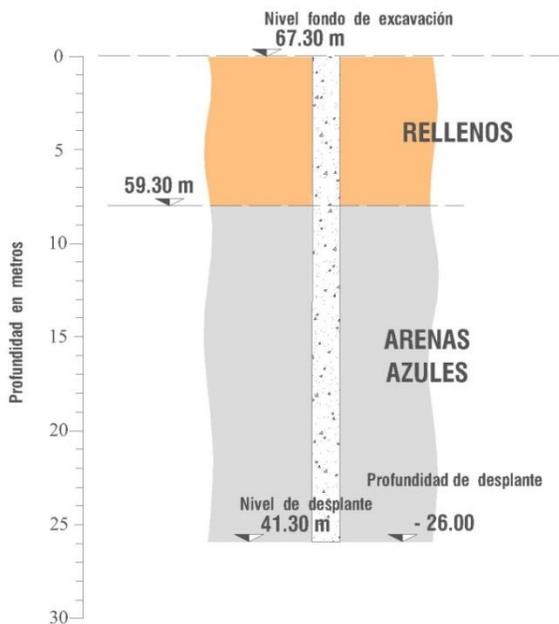


Figura 34.- 3° condición de subsuelo; Se tienen 8.0 m de relleno debajo del nivel máximo de excavación 67.3 m.

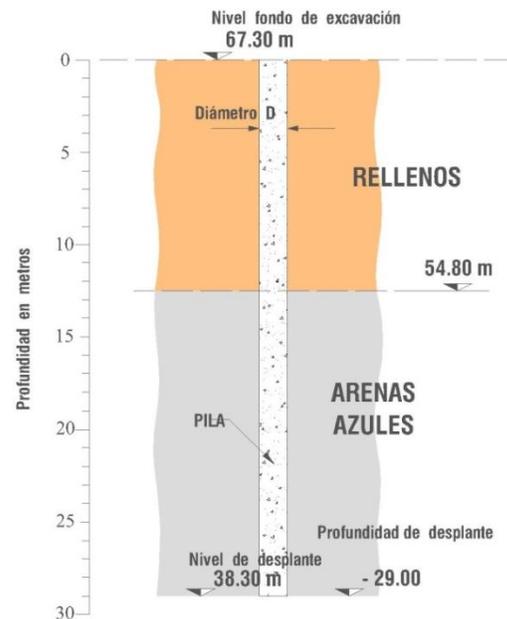


Figura 35.- 4° condición de subsuelo; Se tienen 12.5 m de relleno debajo del nivel máximo de excavación 67.3 m.

2.3 DISEÑO DE LA CIMENTACION

La capacidad de carga de las pilas se calculó con el siguiente criterio :

$$Q_t = Q_f + Q_p$$

Donde:

$Q_t =$ Capacidad total de la pila, ton.

$Q_f =$ Capacidad friccionante, ton.

$Q_p =$ Capacidad de punta, ton.

- Para la capacidad friccionante tenemos

$$Q_f = A_l f F_r$$

Donde:

$A_l =$ Area lateral de la pila, m^2 .

$f =$ Adherencia lateral media pila – suelo.

$$f = a K_0 \gamma_m z \tan \varphi$$

$a =$ debe tomarse igual 2 hasta 6 m e igual a 0.5 para mayores profundidades

$\gamma_m =$ Peso volumétrico de la arena.

$z =$ Profundidad a la que se mide la fricción.

$K_0 =$ Coeficiente de empuje lateral de tierra.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$\nu =$ Relación o módulo de Poisson.

$F_r =$ Factor de resistencia por fricción, 0.7.

La adherencia entre las pilas y suelo debe estimarse en forma conservadora debido a la aparente reducción que sufre entre carga cíclica.

En la Tabla 3 se pueden observar diferentes valores de la Relación de Poisson:

Tabla 3.- Relación de Poisson, aproximado, para diferentes materiales	
Material	ν
Arcilla húmeda	0.10 a 0.30
Arcilla arenosa	0.20 a 0.35
Arcilla saturada	0.45 a 0.50
Limo	0.30 a 0.35
Limo saturado	0.45 a 0.50
Arena suelta	0.10 a 0.35
Arena densa	0.30 a 0.40
Arena fina	0.25
Arena gruesa	0.15
Rocas	0.15 a 0.25
Loess	0.10 a 0.30
Concreto	0.15 a 0.25
Acero	0.28 a 0.31

- Para la capacidad de punta tenemos:

$$Q_p = A_p [\sigma N_q^* Frp + P]$$

Donde:

$Frp =$ Factor de resistencia por punta, 0.35.

$A_p =$ Area transversal de la base de la pila, m^2 .

$\sigma =$ Esfuerzo vertical efectivo a nivel de desplante, ton/m^2 .

$P =$ Esfuerzo vertical total a nivel de desplante, ton/m^2 .

$N_q^* =$ Factor de capacidad de carga dependiendo del ángulo de fricción interna.

$$N_q^* = N_{min} + L_e \frac{N_{m\acute{a}x} - N_{min}}{4B \tan(45^\circ + \varphi/2)}$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \varphi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{m\acute{a}x}$$

cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \varphi/2)$.

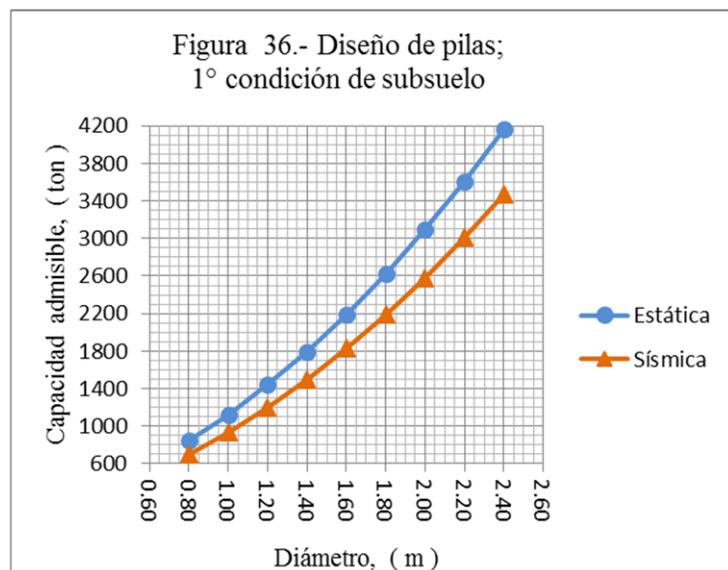
Los valores de $N_{m\acute{a}x}$ y $N_{m\acute{i}n}$ se presentan en la Tabla 4:

φ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{m\acute{a}x}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{m\acute{i}n}$	7	11.5	20	39	78	130

Utilizando las fórmulas previas llegamos a los resultados de la capacidad de carga en pilas, el análisis se realizó para cada condición de subsuelo, teniendo así 4 diferentes condiciones con sus respectivos resultados, su localización en planta se puede observar en la Figura 31 y los detalles de cada condición se pueden observar en las Figuras 32 a 35.

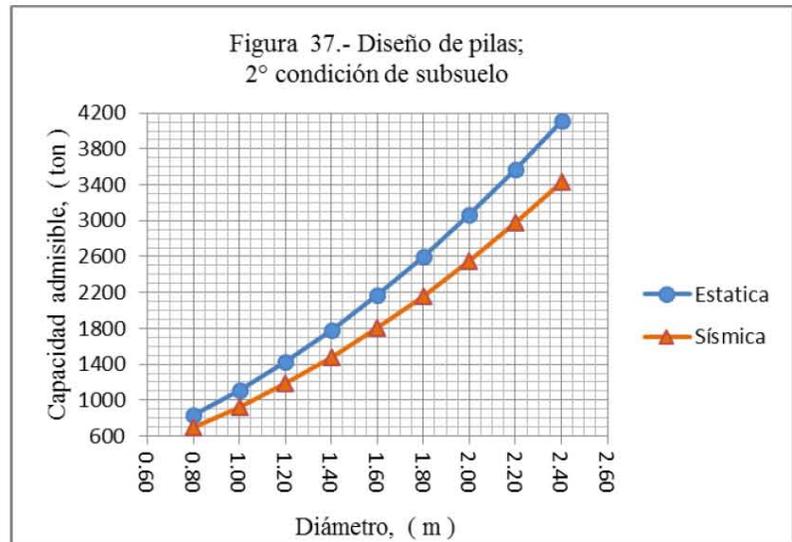
En las Tablas 5 a 8 se muestran los resultados de la capacidad de carga calculada tanto como para la condición estática como la sísmica, mientras que en las Figuras 36 a 39 se muestra sus respectivas gráficas de Diámetro contra Capacidad de carga.

Diámetro de la pila (m)	Capacidad admisible (ton)	
	Estática	Sísmica
0.80	843.51	702.93
1.00	1121.41	934.51
1.20	1438.31	1198.59
1.40	1794.20	1495.17
1.60	2189.09	1824.24
1.80	2622.98	2185.82
2.00	3095.86	2579.88
2.20	3607.74	3006.45
2.40	4158.61	3465.51



**Tabla 6.- Diseño de pilas.
2° condición de subsuelo**

Diámetro de la pila (m)	Capacidad admisible (ton)	
	Estática	Sísmica
0.80	834.72	695.60
1.00	1109.87	924.89
1.20	1423.69	1186.41
1.40	1776.17	1480.15
1.60	2167.33	1806.11
1.80	2597.16	2164.30
2.00	3065.67	2554.72
2.20	3572.84	2977.36
2.40	4118.68	3432.23



**Tabla 7.- Diseño de pilas.
3° condición de subsuelo**

Diámetro de la pila (m)	Capacidad admisible (ton)	
	Estática	Sísmica
0.80	1031.98	859.98
1.00	1372.64	1143.87
1.20	1761.39	1467.83
1.40	2198.24	1831.87
1.60	2683.18	2235.99
1.80	3216.22	2680.19
2.00	3797.36	3164.46
2.20	4426.59	3688.82
2.40	5410.19	4508.49

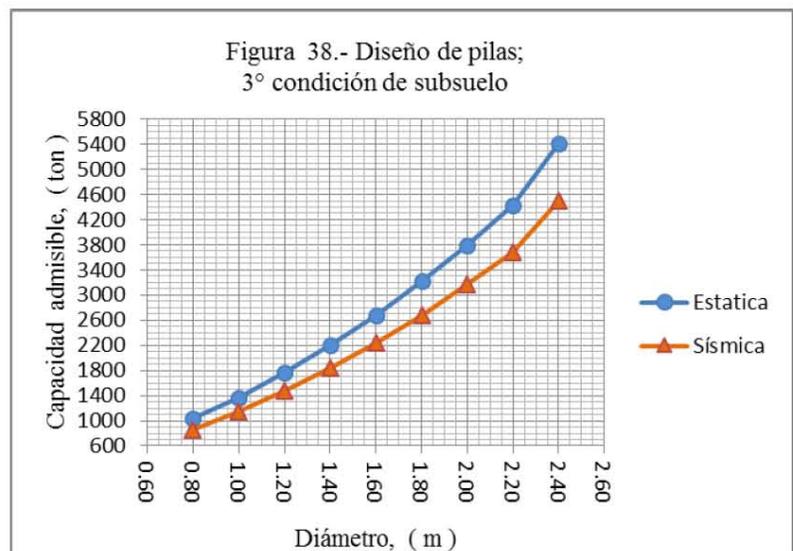
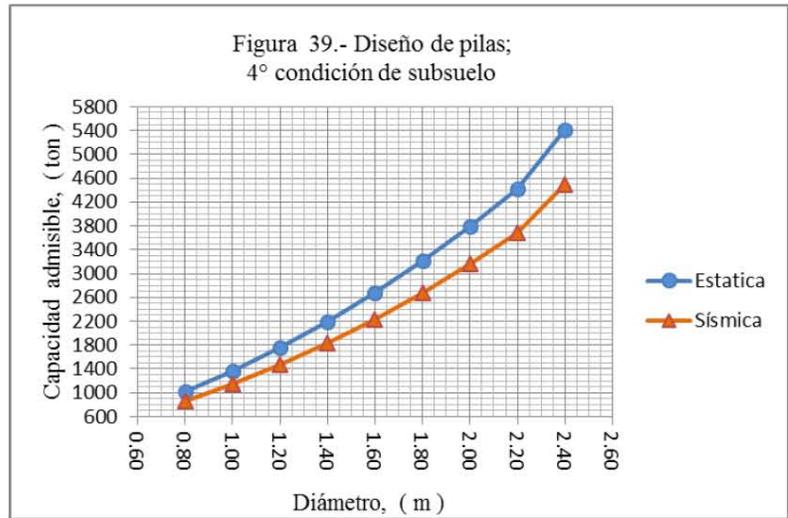


Tabla 8.- Diseño de pilas. 4° condición de subsuelo		
Diámetro de la pila (m)	Capacidad admisible (ton)	
	Estática	Sísmica
0.80	1029.43	857.86
1.00	1369.45	1141.21
1.20	1757.57	1464.64
1.40	2193.78	1828.15
1.60	2678.08	2231.74
1.80	3210.48	2675.40
2.00	3790.98	3159.15
2.20	4419.57	3682.97
2.40	5402.54	4502.12



2.4 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

La determinación de los hundimientos que generaran las cargas transmitidas por las pilas al suelo de cimentación, se realizó con el siguiente criterio :

$$\delta = \frac{(Q_p + 0.66Q_f)L}{10 A E_c} + \frac{0.36 Q_p D}{10 A E_s}$$

Donde:

Q_p = Carga transmitida por la punta de la pila, ton.

Q_f = Carga trtransferida por el fuste de la pila, ton.

L = Longitud total de la pila, m.

D = Diámetro de la pila, m.

A = Area de la sección transversal de la pila, m^2 .

E_c = Modulo de Young para el concreto, 242487 Kg/cm^2 .

E_s = Modulo de Young para el suelo , 1500 Kg/cm^2 (se obtuvo de prueba de placa realizada en materiales semejantes).

Sustituyendo los valores correspondientes se determinaron asentamientos inferiores a 2.5 cm; estos hundimientos serán del tipo elastoplásticos y se desarrollarán durante la construcción de edificios.

En la Tabla 9 se pueden observar los asentamientos que se producirán para cada uno de los diámetros de pilas y para cada condición de subsuelo.

Diámetro de la pila (m)	δ (cm) 1° condición de subsuelo	δ (cm) 2° condición de subsuelo	δ (cm) 3° condición de subsuelo	δ (cm) 4° condición de subsuelo
0.80	0.113	0.112	0.152	0.158
1.00	0.113	0.112	0.150	0.155
1.20	0.116	0.115	0.152	0.157
1.40	0.120	0.119	0.157	0.161
1.60	0.125	0.124	0.162	0.166
1.80	0.131	0.129	0.169	0.173
2.00	0.137	0.135	0.176	0.179
2.20	0.143	0.142	0.183	0.187
2.40	0.149	0.148	0.203	0.206

2.5 ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar el recorte de los materiales existentes para alcanzar los niveles de excavación que requiere el proyecto y donde será necesario dejar taludes perimetralmente.

La excavación para alojar los diferentes niveles de sótanos obliga a una excavación con taludes verticales entre 34.5 m y 38.0 m de altura. En la Avenida Santa Fe se tienen rellenos superficiales subyacidos por arenas azules, por lo que se utilizará una solución mixta formada por un muro Milán complementado con anclas postensadas en los rellenos, y anclas postensadas y concreto lanzado en las arenas azules.

En lo que concierne a la calle Paseo de los Arquitectos, los cortes de 11.0 m y 16.0 m se tendrán en rellenos, estabilizándolos con un muro Milán y anclas postensadas.

Dado que el área por excavar será semejante al sembrado de la estructura proyectada, se requiere estabilizar los cortes mediante un sistema de retención que garantice la estabilidad de los taludes que se dejarán perimetralmente.

DETERMINACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LAS COLINDANCIAS

Para efectuar los análisis de estabilidad se recurrió al procedimiento de equilibrio al límite mediante el método de Dovelas y el criterio de Bishop simplificado.

En el método de cálculo de Bishop simplificado y de Dovelas se supone que la falla del talud ocurre según una superficie cilíndrica cuyo centro y radio son escogidos arbitrariamente.

El factor de seguridad de la superficie de falla en estudio se obtiene comparando el momento resistente que producen las fuerzas que tienden a hacer que el talud no falle, contra el momento motor de las fuerzas que tienden a provocar su deslizamiento.

Las fuerzas que tienden a provocar la falla del talud son:

- a. El peso del suelo que se encuentra a la izquierda de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.
- b. Filtraciones.
- c. Sobrecargas en la corona del talud.
- d. Sismos.

Entre las fuerzas que se oponen a la falla del talud se consideran:

- a. La resistencia al esfuerzo cortante del material a lo largo de la superficie de falla en estudio.
- b. El peso del suelo que se encuentra a la derecha de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.

El análisis numérico se realizó mediante un programa de computadora alimentándolo con la información anterior. El programa busca automáticamente la posición y el radio del círculo más crítico para la sección, partiendo de un punto y un radio inicial proporcionados.

El procedimiento de análisis es interactivo, y que se deben escoger varios centros de círculos haciendo variar su radio hasta obtener el factor de seguridad mínimo asociado al centro del círculo en análisis. Repitiendo lo anterior para todos los círculos en estudio se determina finalmente el factor de seguridad mínimo de la sección analizada.

MURO MILAN

El muro Milán es una estructura de contención, un ingenio constructivo que ha influido notablemente en la construcción de estructuras alojadas en el subsuelo, usualmente de concreto armado, colado *in situ* o prefabricado. Se utiliza para excavaciones en las que se va a extraer un gran volumen de tierra, como por ejemplo cimentaciones, estacionamientos subterráneos, es decir, excavaciones en las que se requiere contener las paredes circundantes. Su función principal es la de servir como elemento de sostenimiento temporal de zanjas longitudinales abiertas en la masa de suelo y también se ha empleado extensamente para estabilizar excavaciones profundas para la construcción de cimentaciones.

Sus aplicaciones en las construcciones civiles son muchas, y entre ellas podemos mencionar sistemas subterráneos de transporte urbano, sótanos y cajones de cimentación de edificios, estacionamientos subterráneos, muelles, presas, silos, canales de gran sección y cárcamos de bombeo de gran capacidad.

Esta técnica permite prevenir inestabilidades durante la excavación, conteniendo las paredes de la misma con lodos bentoníticos o polímeros. A través de esta técnica es posible realizar excavaciones profundas en zonas urbanas, sin afectar a los edificios cercanos, así como impermeabilizar la zona de excavación.

ANCLAS

Un ancla es un elemento estructural esbelto, diseñado para transmitir un esfuerzo de tensión al terreno circundante. Se emplea para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales, sometidas a fuerzas laterales, con lo cual se restringe el desplazamiento y/o giro. Para proporcionar la estabilidad requerida el ancla debe ser llevada a una zona firme del suelo.

Además de brindar condiciones de seguridad aceptables, es una alternativa económica al uso de estructuras de retención del tipo de gravedad y a los sistemas de apuntalamiento tradicional, cuando hay restricciones de espacio.

Las anclas para suelo forman parte de un grupo más amplio de estructuras, denominado “cimentaciones a tensión”, por lo cual la clasificación más amplia que se puede hacer, es aquella que las divide en anclas para suelo, roca y marinas. Las anclas en suelo se forman en arcillas firmes, limos, arenas y gravas. Las anclas en roca tienen una forma y principio de operación similar a las usadas en suelo; se aplican a cualquier tipo de roca, desde una sana hasta una cruzada por grietas o fracturada. Las anclas marinas son aquellas que independientemente de colocarse en un material rocoso o térreo sirven para proporcionar resistencia contra la flotación en aguas someras o profundas, e incluyen desde un simple peso muerto, hasta las anclas convencionales con tendón e inyectadas.

A pesar de la gran variedad de elementos que pueden desempeñar la función de anclaje, el tipo más común y técnicamente más avanzado, consiste en un tendón de acero instalado dentro de un barreno con cierta inclinación, profundidad y fijado firmemente en el suelo por medio de un cementante.

El anclaje de un volumen de suelo implica, fundamentalmente, la transferencia de esfuerzos de tensión a lo largo de un elemento estructural a un estrato resistente denominado zona de anclaje.

El empleo de anclas para suelo y roca ha demostrado ser un sistema seguro y confiable en la estabilización de muchas obras de ingeniería, en diversos ambientes.

CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre la superficie. La fuerza del chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por sí mismo sin escurrirse. El concreto lanzado también puede colocarse hacia arriba, en espesores hasta 50 mm.

El concreto lanzado ofrece ventajas sobre el concreto convencional en muchos tipos de trabajos de construcción y reparación.

El concreto lanzado en ocasiones es más adecuado, que el concreto convencional, debido principalmente a que necesita menos trabajo de cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado y colocación en las áreas inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios metales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas, y se pueden usar aditivos para asegurar su impermeabilidad.

Las ventajas del uso del concreto lanzado como material estructural son muchas, algunas de las más importantes son:

- Presenta una gran facilidad en la construcción ya que requiere de plantas pequeñas sin problemas de colocación.
- Resistencia del concreto lanzado.
- Impermeabilidad del concreto lanzado.
- Sencillez de la cimbra necesaria.
- Adherencia perfecta entre arcos y contrafuertes y en general lugares de difícil acceso y formas caprichosas.

El concreto lanzado aplicado correctamente es un material estructural versátil, que posee gran durabilidad y una excelente adherencia con el concreto, la mampostería, acero, madera y otros materiales. Estas propiedades favorables dependen de una correcta planeación y supervisión y de la habilidad y atención continua del equipo de concreto lanzado.

2.6 PRESIONES DEL SUELO A CORTO PLAZO

Se calcularon los esfuerzos horizontales estáticos que desarrollarán los rellenos y las arenas azules contra el sistema de contención formado muro Milán y anclas postensadas y por anclas y concreto lanzado; considerando una sobrecarga general en la superficie de 4.0 ton/m^2 tanto en el caso de la calle de Paseo de los Arquitectos como en el caso de la Avenida Santa Fe.

Las envolventes de presión horizontal (por metro de ancho), que se desarrollarán se determinó con la teoría de Rankine y su variación con la profundidad se presentan en las Figura 40 para el caso de la Avenida Santa Fe y en la Figura 41 para el caso de la calle Paseo de los Arquitectos.

- Para la Presión activa tenemos:

$$P_A = \gamma_m z_m K_A - 2 c \sqrt{K_A} + q K_A$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \varphi/2)$$

- Para la Presión pasiva tenemos:

$$P_P = \gamma_m z_m K_P + 2 c \sqrt{K_P}$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

Donde:

P_A = Presión envolvente correspondiente a la condición activa, ton/m^2 .

P_P = Presión envolvente correspondiente a la condición pasiva, ton/m^2 .

K_A = Coeficiente de presión activa de Rankine.

K_P = Coeficiente de presión pasiva de Rankine.

γ_m = Peso volumétrico para cada estrato, ton/m^3 .

z_m = Profundidad para cada estrato, m.

φ = Angulo de fricción interna para cada estrato, °.

c = Cohesión para cada estrato, ton/m^2 .

q = Sobrecarga en la superficie, ton/m^2 .

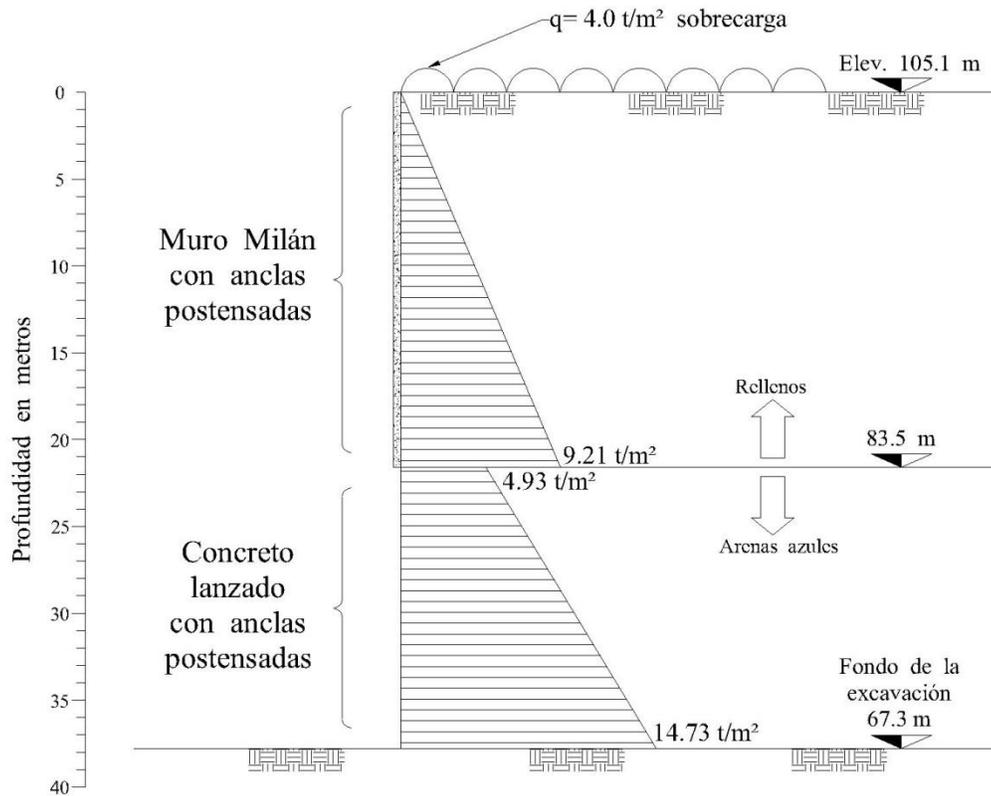


Figura 40.- Presiones horizontales en la Avenida Santa Fe. Muro Milán con anclas postensadas en los rellenos; Anclas y concreto lanzado en las arenas azules.

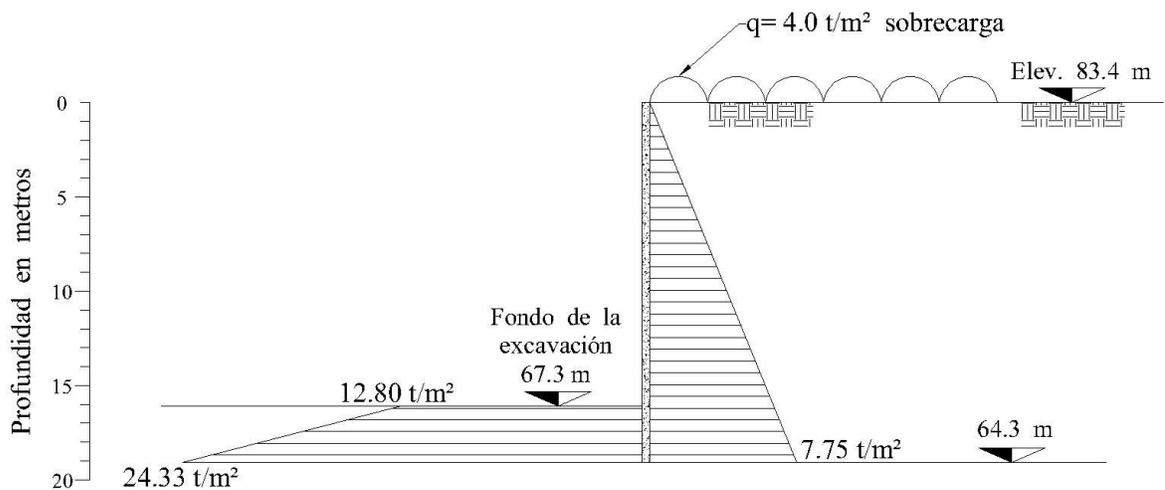


Figura 41.- Presiones horizontales que se ejercerán contra el muro Milán de la calle paseo de los Arquitectos.

2.7 FUERZA HORIZONTAL SISMICA

La fuerza horizontal sísmica que desarrollará la masa de suelo contra el sistema de contención su magnitud se calculó de la forma siguiente:

$$F_{hs} = cW$$

Donde:

W_s = Peso del suelo limitado por la cuña de falla activa, incluyendo la sobrecarga, ton.

c = coeficiente sísmico de la zona de transición, 0.16.

Sustituyendo los valores correspondientes, las fuerzas sísmicas se presentan en la Figura 42.

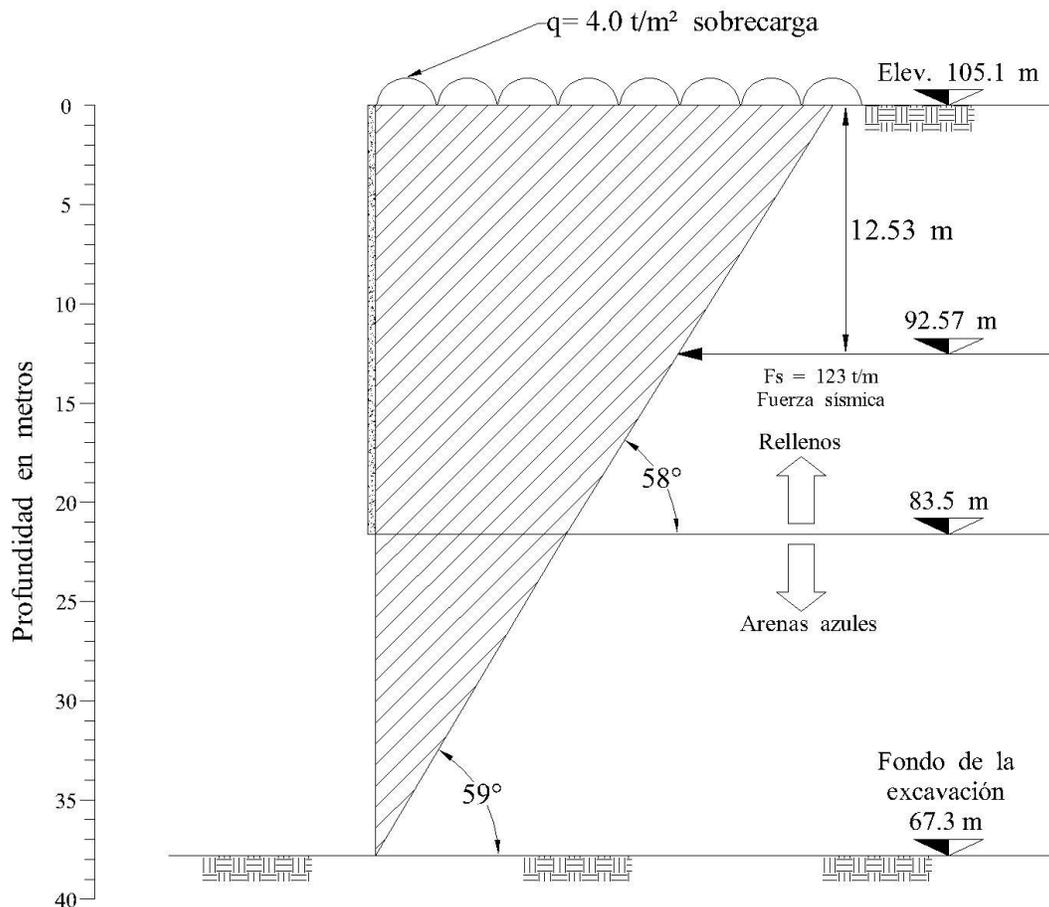


Figura 42.- Fuerza horizontal sísmica y cuña de falla activa.

2.8 ANCLAS POSTENSADAS

Las anclas postensadas estarán actuando a lo largo del corte del terreno hasta el nivel máximo de excavación combinándose con concreto lanzado en arenas azules y muro Milán en rellenos, el acomodo de las anclas será de acuerdo a la ubicación:

- En Avenida Santa Fe se tomaron en cuenta 3 condiciones diferentes, considerándose la topografía y las condiciones del subsuelo irregulares a lo largo de la excavación. En la Figura 44 se muestra el corte general y el acomodo del sistema de estabilización; en la Figura 45 se muestra su localización en planta mientras que en las Figuras 46 a 48 podemos ver las diferentes condiciones a lo largo del corte.
- En la calle Paseo de los Arquitectos las condiciones del subsuelo son más regulares a lo largo del corte por lo que solo se utilizó una manera de acomodar las anclas y la podemos observar en la Figura 49 y su localización en planta se muestra en la Figura 45.

Las anclas tendrán una inclinación descendente de 5° , con respecto a la horizontal.

También se tomó en cuenta la protección contra la corrosión ya que es uno de los aspectos más importantes en el diseño de un anclaje, porque el elemento estructural principal está formado de acero, que por naturaleza es susceptible de corroerse. En la Figura 43 podemos ver los detalles de las anclas que se deben utilizar.

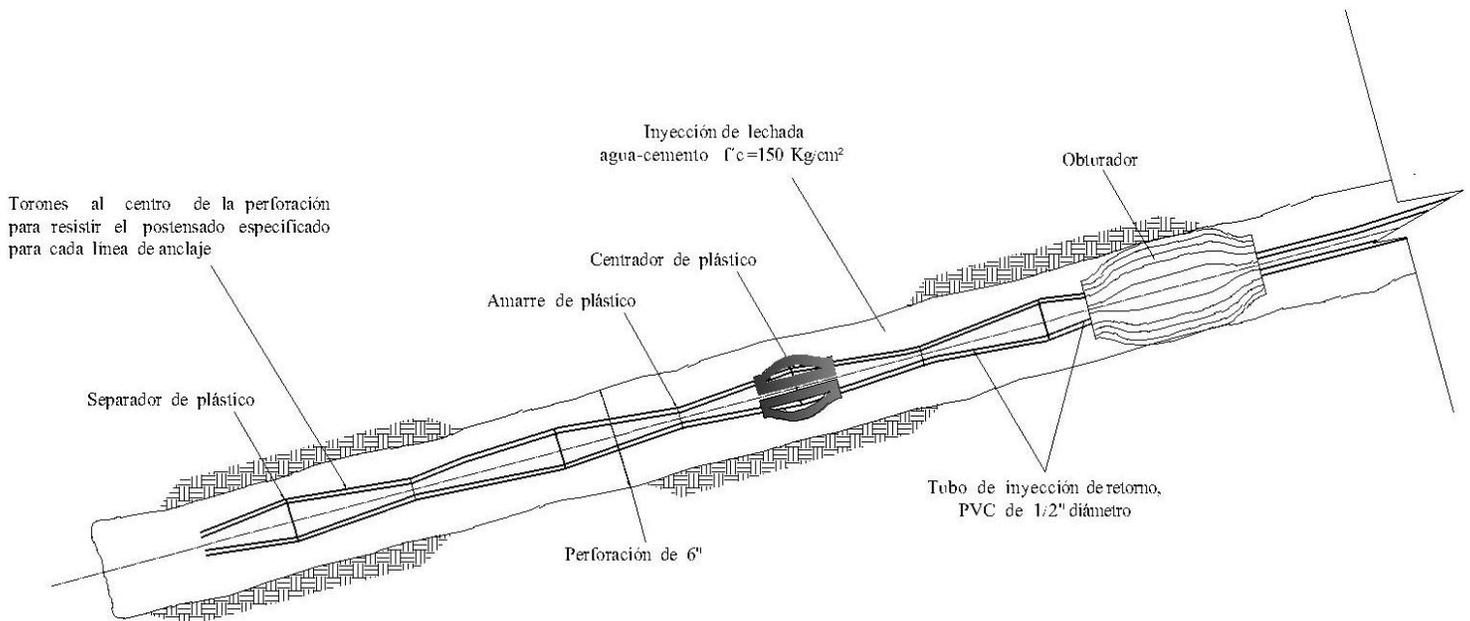


Figura 43.- Detalle de ancla y la protección contra corrosión.

CAPACIDAD DE CARGA DE LAS ANCLAS

La capacidad friccionante última de las anclas se determinó de la manera siguiente:

$$Q_f = P_i D_a L_a \pi \tan \phi F_R$$

Donde:

Q_f = Capacidad friccionante del ancla, ton.

P_i = Presión de inyección, 15 Kg/cm^2 .

D_a = Diámetro del ancla, 15.24 cm (6 ")

L_a = Longitud activa del ancla, m.

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo, 26° en los rellenos y 29° en las arenas azules.

F_R = Factor de reducción de la resistencia, 0.35.

LECHADA DE INYECCION

El espacio anular entre la perforación y el acero de refuerzo se rellenará con una lechada de cemento-agua dosificada en peso según una relación 2:1, con una resistencia de 150 Kg/cm^2 , que se inyectará a una presión de 15 Kg/cm^2 , debiendo garantizar un mínimo de 10 Kg/cm^2 . Para alcanzar rápidamente la resistencia de la lechada se utilizará un acelerante de fraguado.

POSTENSADO

En un lapso de tres días, cuando haya alcanzado la resistencia de diseño la lechada, se aplicará el postensado especificado en las Tablas 10 a 13.

TORONES

El diámetro de los torones utilizados será de 15.24 mm (0.6").

CONCRETO LANZADO

En las arenas azules, las anclas se complementaran con una cubierta de concreto lanzado que además de evitar el intemperismo del suelo, formara una membrana trabajando a compresión que confinara la masa del suelo. Esta cubierta tendrá un espesor de 10 cm y una resistencia de 200 Kg/cm². Esta se reforzará con doble malla electrosoldada 6×6-6×6, que se sujetará al terreno con trozos de 50 cm de varilla del No 4 distribuidas en una retícula de 1.5×1.5 m.

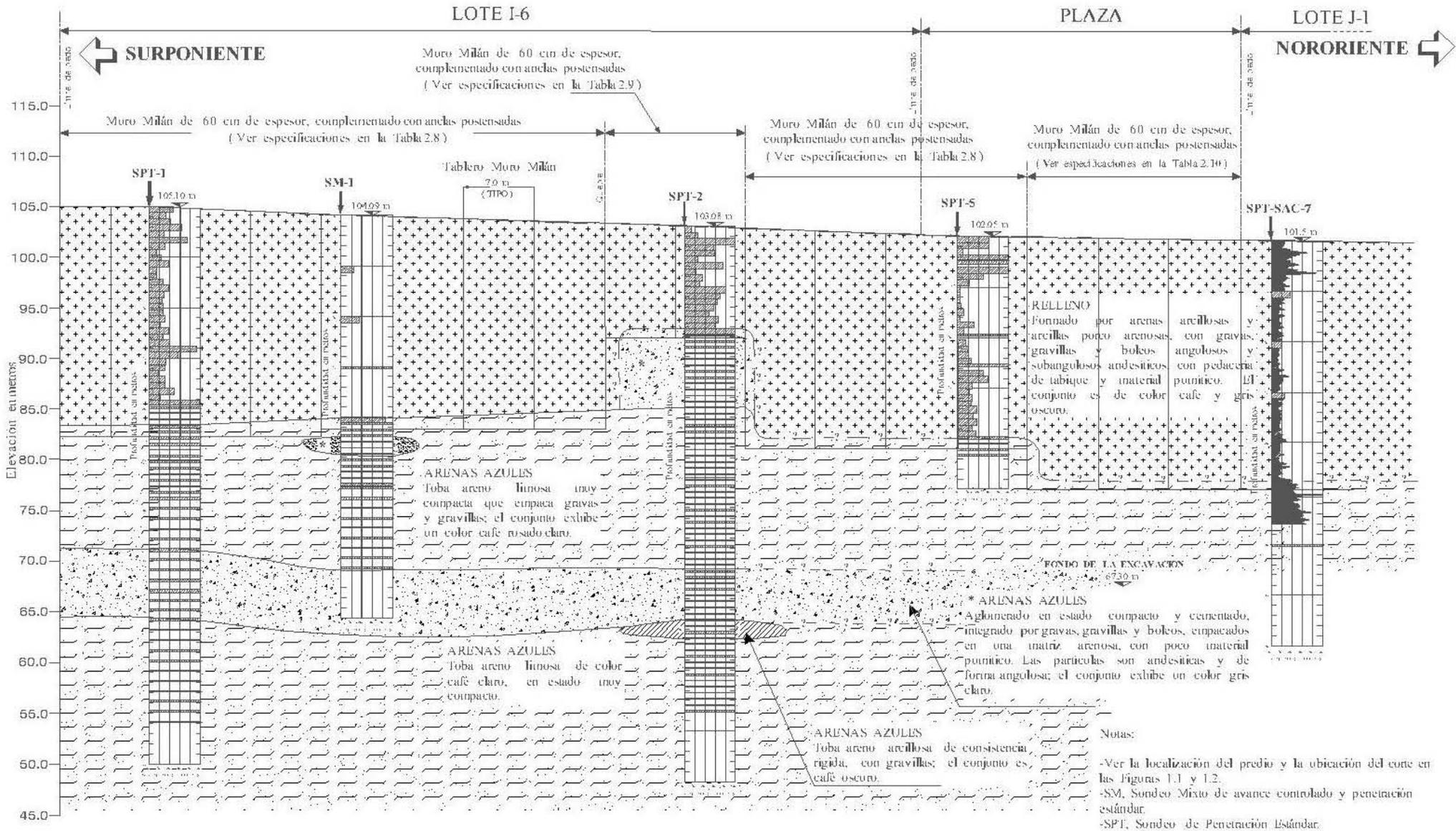


Figura 44.- Sistema de estabilización de los cortes de excavación en Avenida Santa Fe.

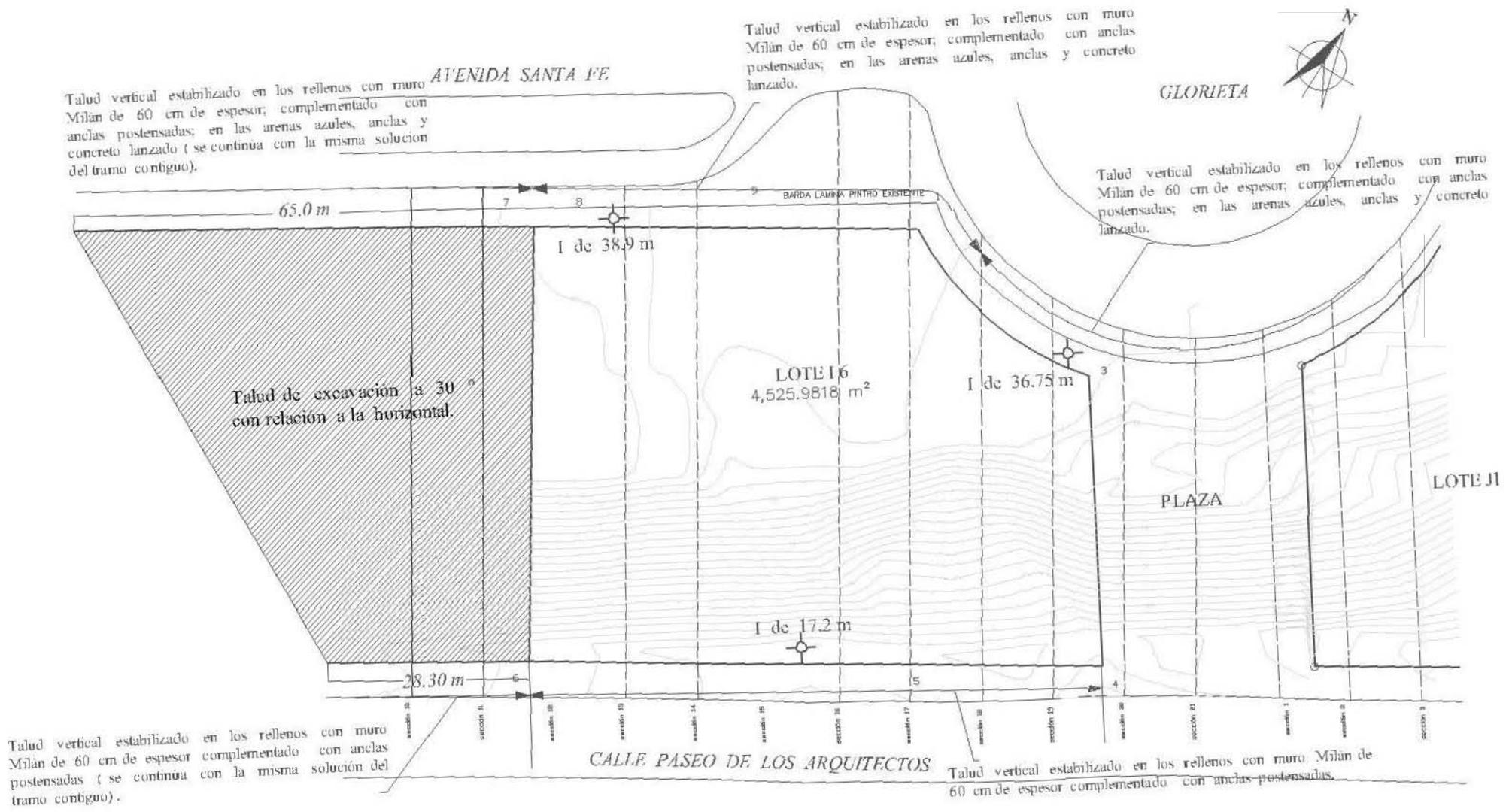


Figura 45.- Sistema de estabilización en el lote I-6, localización en planta.

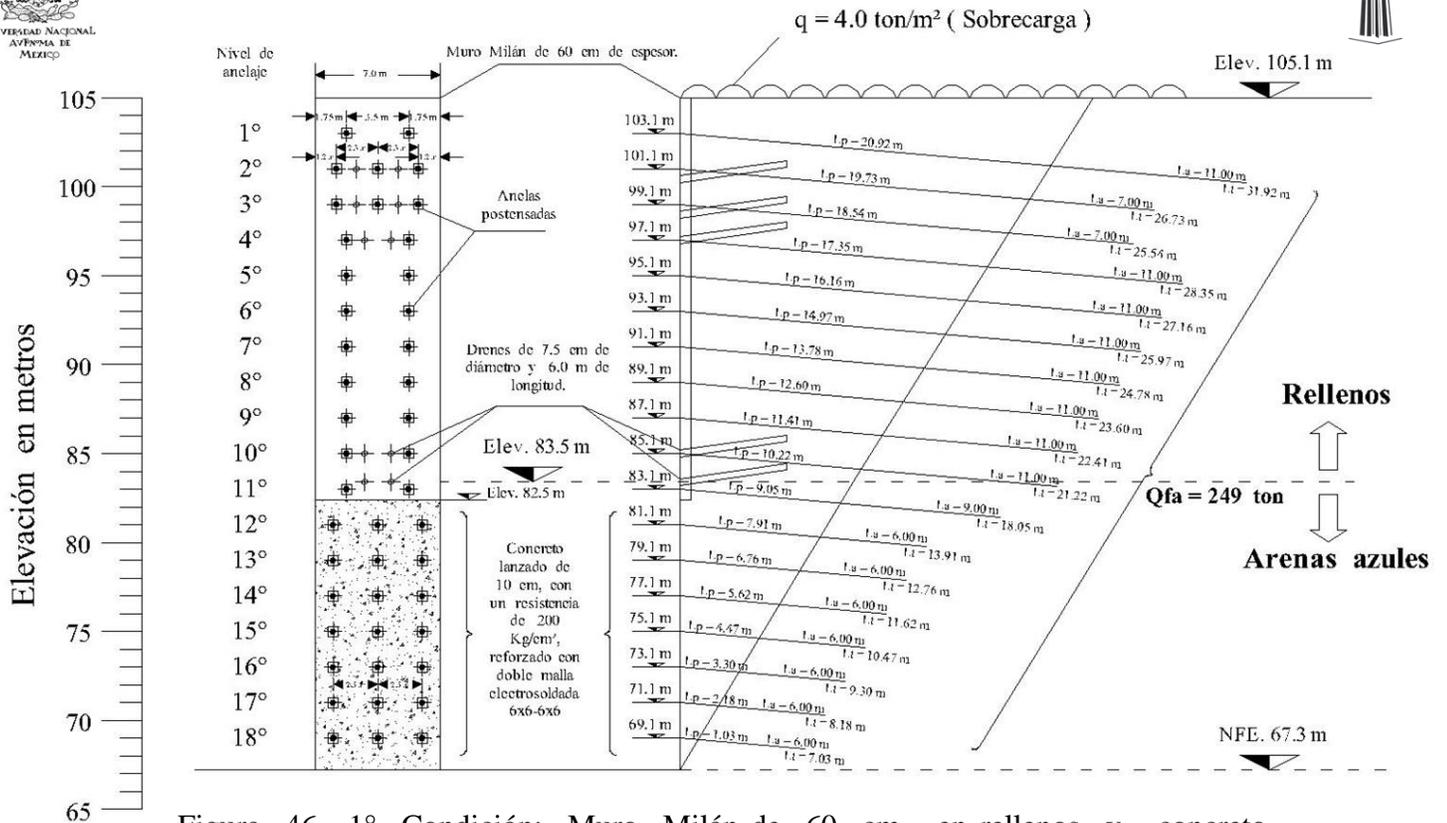


Figura 46.- 1° Condición: Muro Milán de 60 cm en rellenos y concreto lanzado en arenas azules, ambos con anclas postensadas en Avenida Santa Fe.

Tabla 10.- Especificaciones para muro Milán de 60 cm de espesor con anclas postensadas en rellenos y anclas y concreto lanzado en arenas azules (Avenida Santa fe)

Nivel	Elevación (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)			Numero de anclas por nivel	Capacidad de carga por ancla (ton)	N° de torones de 0.6"	Pi (Kg/cm ²)	Postensado (ton)
			Pasiva	Activa	Total					
Avenida Santa Fe	105.10	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
1	103.30	1.80	20.92	11.00	31.92	2	125	9	15	313
2	101.10	4.00	19.73	7.00	26.73	3	83	6	15	313
3	99.10	6.00	18.54	7.00	25.54	3	83	6	15	313
4	97.10	8.00	17.35	11.00	28.35	2	125	9	15	313
5	95.10	10.00	16.16	11.00	27.16	2	125	9	15	313
6	93.10	12.00	14.97	11.00	25.97	2	125	9	15	313
7	91.10	14.00	13.78	11.00	24.78	2	125	9	15	313
8	89.10	16.00	12.60	11.00	23.60	2	125	9	15	313
9	87.10	18.00	11.41	11.00	22.41	2	125	9	15	313
10	85.10	20.00	10.22	11.00	21.22	2	125	9	15	313
11	83.10	22.00	9.05	9.00	18.05	2	125	9	15	313
12	81.10	24.00	7.91	6.00	13.91	3	83	6	15	313
13	79.10	26.00	6.76	6.00	12.76	3	83	6	15	313
14	77.10	28.00	5.62	6.00	11.62	3	83	6	15	313
15	75.10	30.00	4.47	6.00	10.47	3	83	6	15	313
16	73.10	32.00	3.30	6.00	9.30	3	83	6	15	313
17	71.10	34.00	2.18	6.00	8.18	3	83	6	15	313
18	69.10	36.00	1.03	6.00	7.03	3	83	6	15	313
NFE	67.30	37.80	---	---	---	---	---	---	---	---

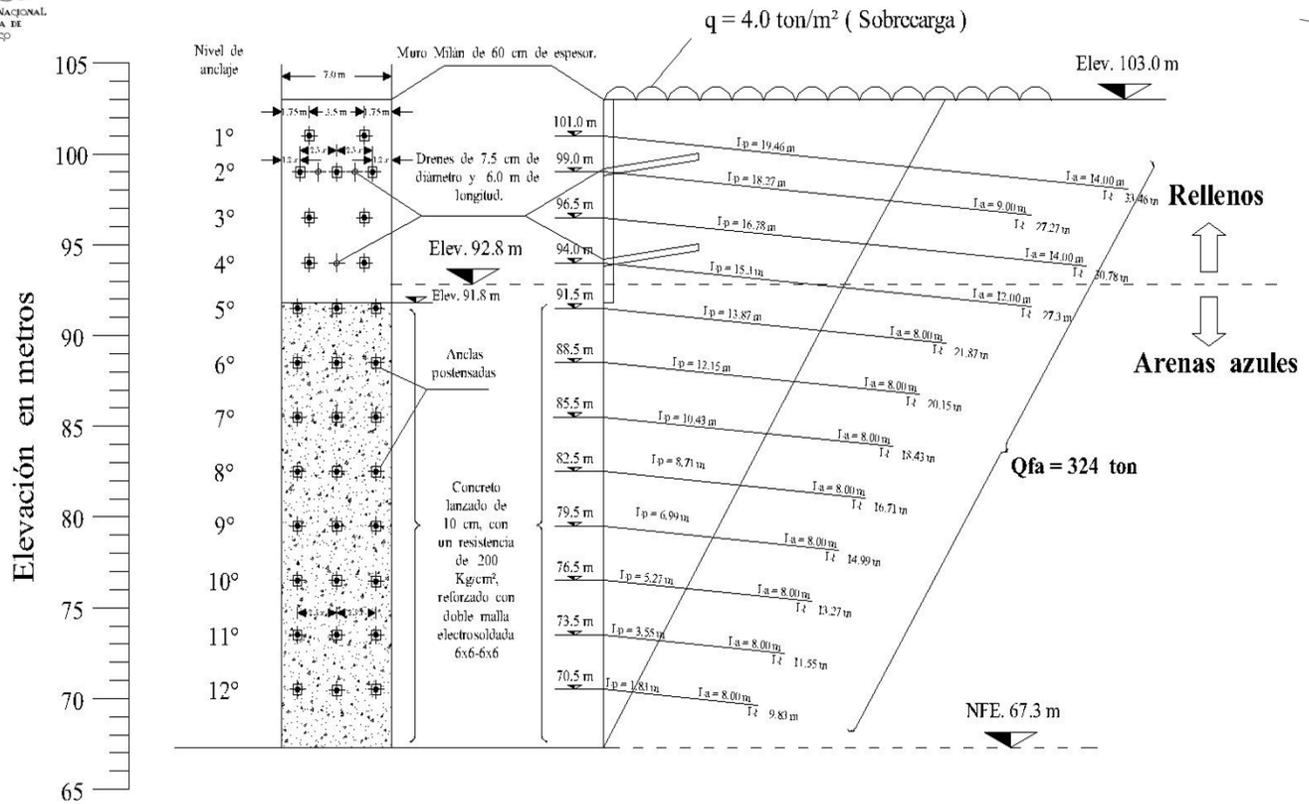


Figura 47.- 2° Condición: Muro Milán de 60 cm en rellenos y concreto lanzado en arenas azules, ambos con anclas postensadas en Avenida Santa

Tabla 11.- Especificaciones para muro Milán de 60 cm de espesor con anclas postensadas en rellenos y anclas y concreto lanzado en arenas azules (Avenida Santa fe)

Nivel	Elevación (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)			Numero de anclas por nivel	Capacidad de carga por ancla (ton)	N° de torones de 0.6"	Pi (Kg/cm ²)	Postensado (ton)
			Pasiva	Activa	Total					
Avenida Santa Fe	103.00	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
1	101.20	1.80	19.46	14.00	33.46	2	162	11	15	405
2	99.00	4.00	18.27	9.00	27.27	3	108	8	15	405
3	96.50	6.50	16.78	14.00	30.78	2	162	11	15	405
4	94.00	9.00	15.30	12.00	27.30	2	162	11	15	405
5	91.50	11.50	13.87	8.00	21.87	3	108	8	15	405
6	88.50	14.50	12.15	8.00	20.15	3	108	8	15	405
7	85.50	17.50	10.43	8.00	18.43	3	108	8	15	405
8	82.50	20.50	8.71	8.00	16.71	3	108	8	15	405
9	79.50	23.50	6.99	8.00	14.99	3	108	8	15	405
10	76.50	26.50	5.27	8.00	13.27	3	108	8	15	405
11	73.50	29.50	3.55	8.00	11.55	3	108	8	15	405
12	70.50	32.50	1.83	8.00	9.83	3	108	8	15	405
NFE	67.30	35.70	---	---	---	---	---	---	---	---

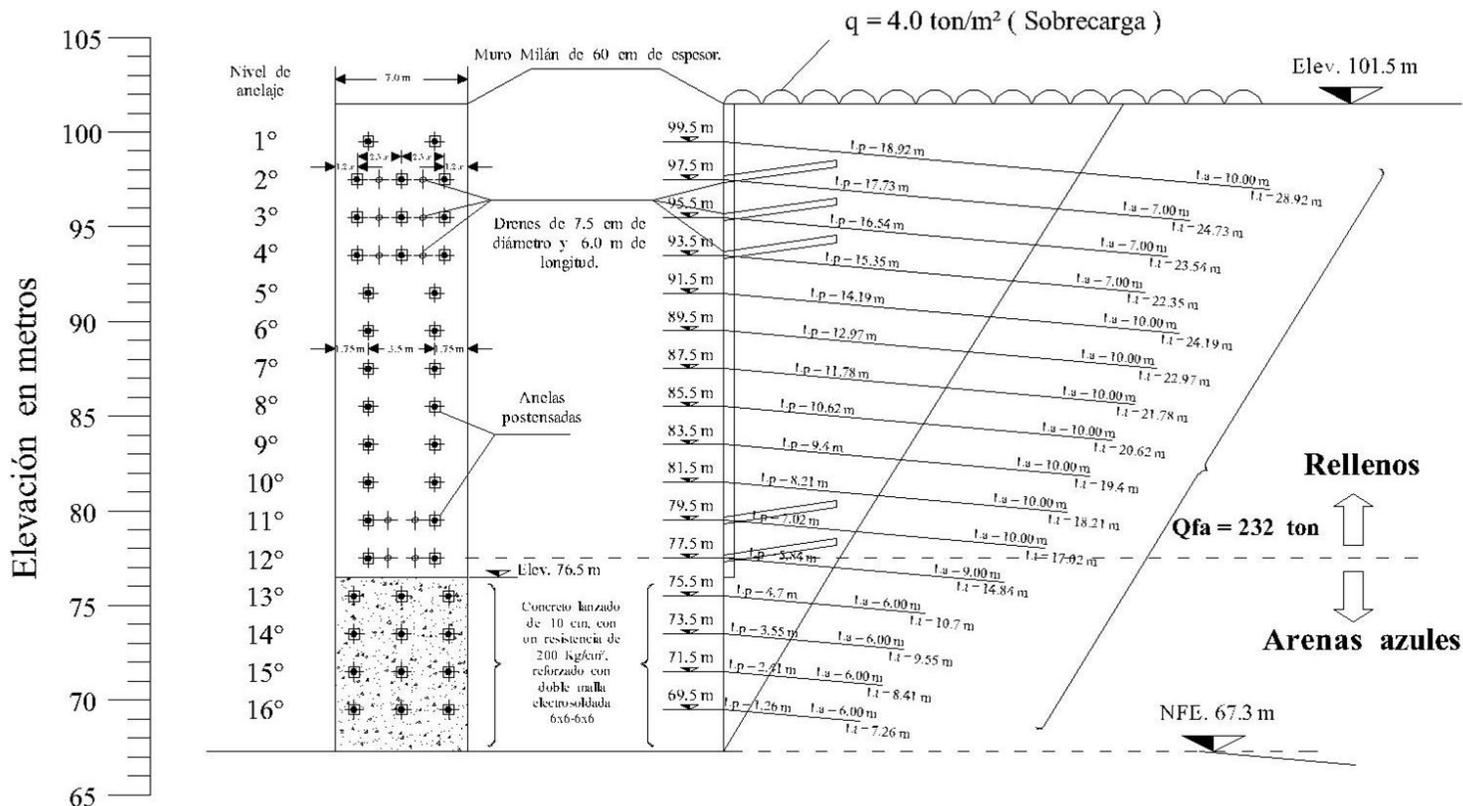


Figura 48.- 3° Condición: Muro Milán de 60 cm en rellenos y concreto lanzado en arenas azules, ambos con anclas postensadas en Avenida Santa Fe.

Tabla 12.- Especificaciones para muro Milán de 60 cm de espesor con anclas postensadas en rellenos y anclas y concreto lanzado en arenas azules (Avenida Santa Fe)

Nivel	Elevación (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)			Numero de anclas por nivel	Capacidad de carga por ancla (ton)	N° de torones de 0.6"	Pi (Kg/cm ²)	Postensado (ton)
			Pasiva	Activa	Total					
Avenida Santa Fe	101.50	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
1	99.50	2.00	18.92	10.00	28.92	2	116	8	15	290
2	97.50	4.00	17.73	7.00	24.73	3	77	6	15	290
3	95.50	6.00	16.54	7.00	23.54	3	77	6	15	290
4	93.50	8.00	15.35	7.00	22.35	3	77	6	15	290
5	91.50	10.00	14.19	10.00	24.19	2	116	8	15	290
6	89.50	12.00	12.97	10.00	22.97	2	116	8	15	290
7	87.50	14.00	11.78	10.00	21.78	2	116	8	15	290
8	85.50	16.00	10.62	10.00	20.62	2	116	8	15	290
9	83.50	18.00	9.40	10.00	19.40	2	116	8	15	290
10	81.50	20.00	8.21	10.00	18.21	2	116	8	15	290
11	79.50	22.00	7.02	10.00	17.02	2	116	8	15	290
12	77.50	24.00	5.84	9.00	14.84	2	116	8	15	290
13	75.50	26.00	4.70	6.00	10.70	3	77	6	15	290
14	73.50	28.00	3.55	6.00	9.55	3	77	6	15	290
15	71.50	30.00	2.41	6.00	8.41	3	77	6	15	290
16	69.50	32.00	1.26	6.00	7.26	3	77	6	15	290
NFE	67.30	34.20	---	---	---	---	---	---	---	---

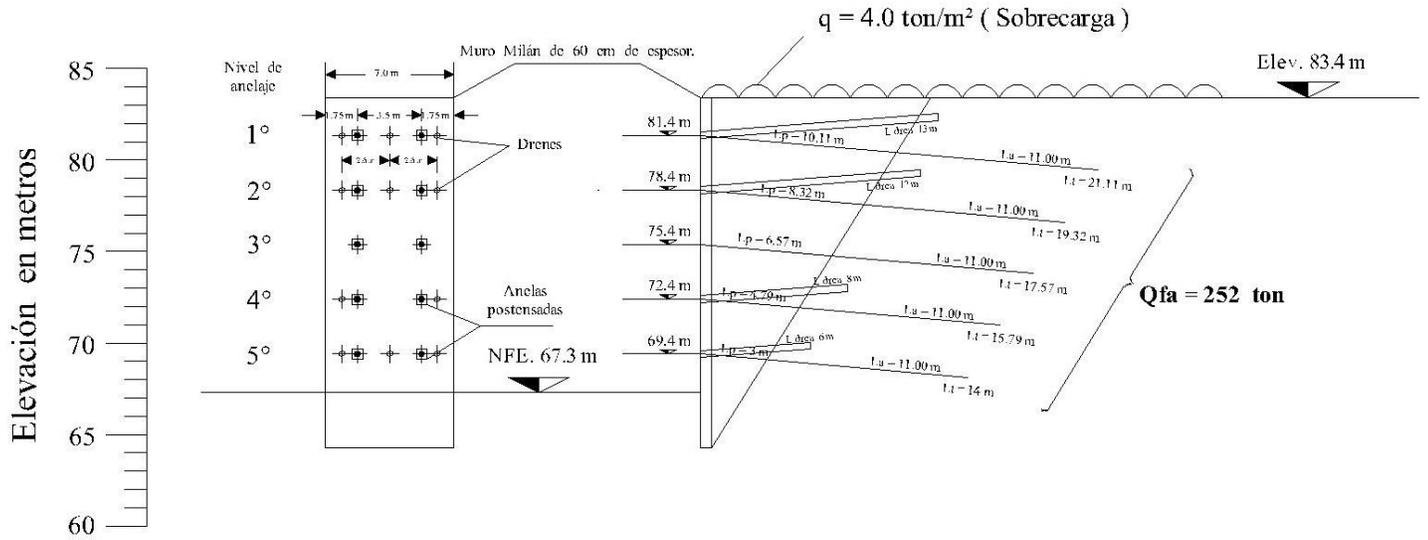
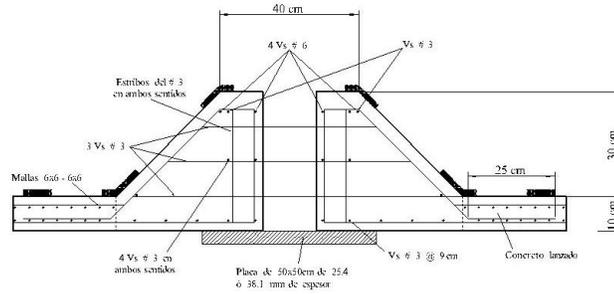


Figura 49.- 4° Condición: Muro Milán de 60 cm en rellenos con anclas postensadas en calle Paseo de los Arquitectos.

Tabla 13.- Especificaciones para muro Milán de 60 cm de espesor con anclas postensadas en rellenos y anclas y concreto lanzado en arenas azules (calle Paseo de los Arquitectos)

Nivel	Elevación (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)			Numero de anclas por nivel	Capacidad de carga por ancla (ton)	Nº de torones de 0.6"	Pi (Kg/cm ²)	Postensado (ton)
			Pasiva	Activa	Total					
Paseo de los Arquitectos	83.40	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---
1	81.40	2.00	10.11	11.00	21.11	2	126	9	15	315
2	78.40	5.00	8.32	11.00	19.32	2	126	9	15	315
3	75.40	8.00	6.57	11.00	17.57	2	126	9	15	315
4	72.40	11.00	4.79	11.00	15.79	2	126	9	15	315
5	69.40	14.00	3.00	11.00	14.00	2	126	9	15	315
NFE	67.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---



Corte para armar 1-1'

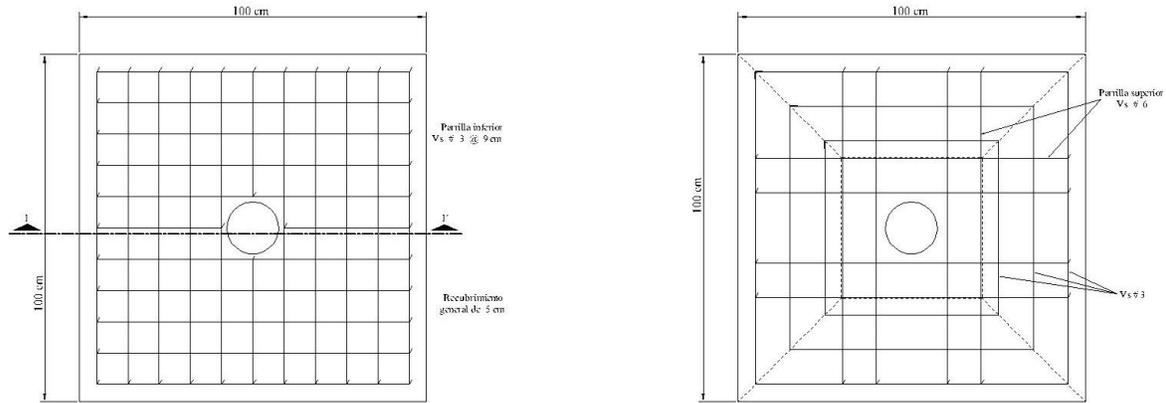


Figura 50.- Zapatas de reacción para las anclas en el concreto lanzado.

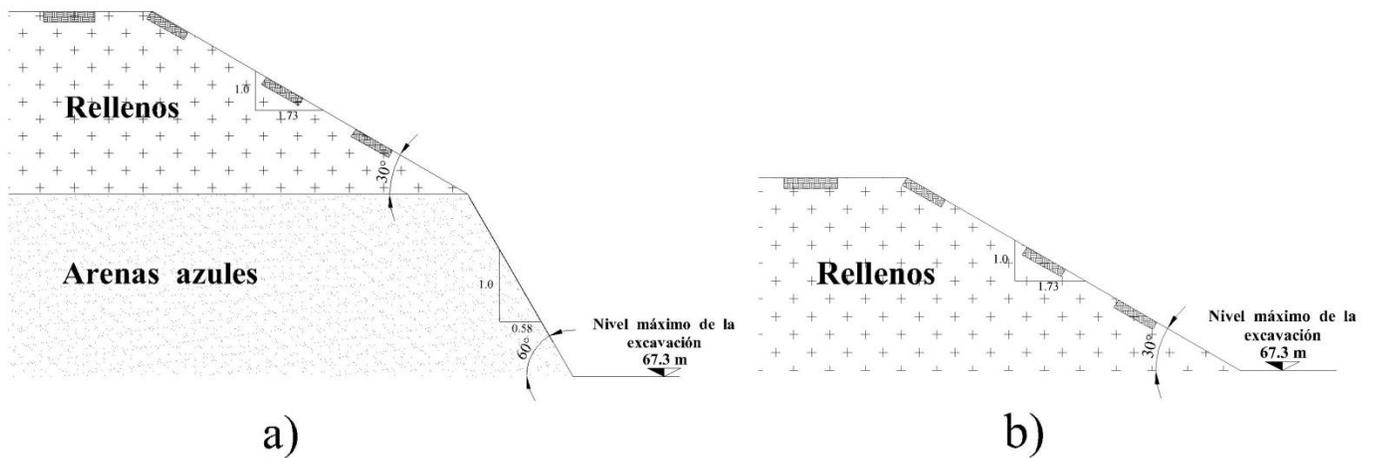


Figura 51.- Taludes de excavación: a) Rellenos y arenas azules; b) Rellenos.

2.9 EMPOTRAMIENTO DEL MURO MILAN

Para la determinación del factor de seguridad contra la falla por empotramiento del muro Milán perimetral se empleó el siguiente criterio:

- 1) Se tiene instalado el ultimo nivel de anclaje;
- 2) En este último nivel de anclaje se desarrolla una articulación plástica; y
- 3) El muro Milán esta desplantado en el nivel 64.3 m.

El cálculo del factor de seguridad correspondiente al balance de los momentos en este nivel de apuntalamiento, se efectuó de acuerdo con la expresión siguiente :

$$F_s = \frac{E_p y_1 + M_p}{E_a y_2}$$

Donde:

$E_p =$ Empuje pasivo desarrollado en el empotramiento del muro, ton/m .

$y_1 =$ Distancia entre el empuje pasivo y el penúltimo nivel del anclaje, m .

$E_a =$ Empuje activo desde el penúltimo nivel de anclaje y el desplante del muro,
 ton/m .

$y_2 =$ Distancia entre el empuje activo y el penúltimo nivel de anclaje, m .

$M_p =$ Momento de la articulación plástica, $35 \text{ ton} - m$.

Sustituyendo los valores se determinó un factor contra la falla por empotramiento de 2.0; que resulta suficiente de acuerdo con lo recomendado en la literatura .

CAPÍTULO 3

PROCEDIMIENTO

CONSTRUCTIVO

Debido a la influencia determinante que tienen los procedimientos constructivos en el comportamiento de cimentaciones profundas, deberá concedérsele importancia significativa a la labor de supervisión de los aspectos técnicos durante su construcción.

Debe entenderse que las pilas, cuya dimensión transversal mínima es de 0.6 m, siempre se fabrican a base de concreto colado en el lugar usando como cimbra el barreno previamente excavado en el subsuelo o en condiciones excepcionales un ademe metálico.

La estratigrafía y condiciones del agua subterránea, así como la profundidad, espesor y tipo de material de apoyo, influyen en el método de construcción y en el diseño ya que la permeabilidad, el nivel freático y las propiedades del suelo determinarán la necesidad de usar ademe, lodos o bombeo y definir el método para la colocación del concreto.

La disponibilidad de áreas de trabajo, el acceso al sitio y las instalaciones que haya que proteger contra asentamientos, derrumbes, ruido o contaminación, influyen en la selección del método constructivo y por ende del diseño.

Las tolerancias permisibles que se especifiquen, influyen en la definición de los métodos constructivos, el alcance de la inspección y el control de calidad.

El comportamiento de una pila colada en el lugar está íntimamente ligado con su procedimiento constructivo.

3.1 MURO MILAN ANCLADO

BROCALES

La construcción del muro iniciará con el trazo topográfico correspondiente; en seguida se construirán los brocales, los cuales son estructuras de concreto armado, alojado en una zanja cuya excavación obligadamente es realizada a mano con el objeto de realizar posibles interferencias con instalaciones municipales (ductos de teléfonos, CFE, líneas de gas, drenajes, agua potable, redes de riego, etc.).

La finalidad de la construcción, obedece a la necesidad de contar con una guía que permita garantizar la posición y verticalidad correctas del equipo guiado durante el proceso de excavación del muro Milán.

FLUIDO PARA LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION (POLIMERO O LODO BENTONITICO)

Será necesario implementar en obra una planta de lodos o de polímero que suministre un mínimo de 20 m³ por tablero. El fluido estabilizador será reciclable, después del colado del muro es sometido a un proceso de decantación o pasará por una planta desarenadora. El volumen recuperado será aproximadamente del 60 %, que podrá usarse en el muro subsecuente. Para la elaboración del fluido se deberá contar con una toma de agua que aporte un gasto mínimo de 20 m³/tablero; o en su defecto suministrar agua tratada en pipas.

El fluido estabilizador deberá tener una viscosidad Marsh de 38 seg. En el caso del lodo se preparará en un tanque empleando bombas para forzar la circulación, y garantizar la homogeneidad e hidratación de la bentonita que se tendrá que preparar por lo menos 24 horas antes de ser utilizada. La filtración máxima de agua de lodo será de 20 cm³ y deberá formar una costra menor a 0.5 cm, con un PH entre 7.0 y 10.0.

MANEJO OPERATIVO DURANTE LA CONSTRUCCION

La secuela constructiva recomendada es la siguiente:

- 1) Construcción de brocales guía.
- 2) Excavación de tableros
- 3) Estabilización de la perforación con lodo bentonítico o polímero.
- 4) Limpieza del lodo o polímero e instalación de la parrilla de acero de refuerzo.
- 5) Colado del muro.

Para la excavación del tablero se requiere de una almeja guiada de operación hidráulica montada en draga, camiones de volteo suficientes (del orden de 4 ó 5 por tablero), para sacar fuera de obra el material producto de la excavación.

Llevada la excavación hasta su máxima profundidad de proyecto se colocaran las juntas metálicas; una por cada extremo que delimitan la longitud del muro, el largo de la junta será como mínimo 1.0 m mayor que la profundidad de desplante del muro; estos elementos tienen la función de formar el machihembrado entre muros. Para el manejo de estas piezas se utilizará una grúa LS-108 o similar con 30.0 m de pluma. En la extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo pero con la pluma más corta y con pasteca, el cual es esencialmente una polea en el interior de una carcasa metálica destinada a ayudar con las tareas de la izada.

ACERO DE REFUERZO

Estará formado por dos lechos de varilla, cubriendo la longitud y profundidad de cada tablero. Por las dimensiones del armado, este se colocara en dos secciones que se soldarán durante el proceso de colocación. El equipo a utilizar en esta maniobra es el mismo con que se colocan las juntas metálicas. Firmemente sujetado al acero de refuerzo se instalarán los pasos para las anclas y drenes, que consistirán en tramos de tubo de 20 y 10 cm de diámetro interior.

TUBERIA TREMIE

El colado del tablero, requiere de por lo menos dos líneas de tubo tipo "Tremie" de 8" de diámetro, en tramos de uno a tres metros y con una longitud mínima a la del desplante del muro.

CONCRETO

El suministro del concreto debe ser continuo y de revenimiento de 18 cm (valor mínimo minimorum), agregándole un fluidizante. La maquinaria a usarse en esta actividad puede ser la grúa que coloca las juntas metálicas y los armados o un marco de estructura con malacate que tenga la capacidad suficiente para sostener la línea de colado.

3.2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA

Las actividades que deberán realizarse para la construcción y estabilización del muro Milán, se describen brevemente a continuación; se deberá llevar un registro de control por cada uno de los tableros, anotando todos los datos de interés.

- Construcción de los brocales.
- Realización de perforación grúas a cada 2.5 m de espaciamiento, lo que facilitará el ataque de la almeja.
- Excavación con la almeja y estabilización con el lodo bentonítico o con el polímero.
- Se verificara la limpieza del fondo de la excavación, para enseguida proceder a la instalación del acero de refuerzo dentro de la excavación, debiendo garantizar su centrado y un recubrimiento mínimo de 7.0 cm.
- Colocación de la junta formada por tubo de acero de 40 y 60 cm de diámetro, cédula 40.
- Instalación de las tuberías tremie para el colado, debiendo posicionarlas 20 cm por encima del nivel máximo de excavación.
- Colado del tablero correspondiente con el procedimiento tradicional de tubo tremie; se deberá garantizar que por lo menos la tubería quede embebida en el concreto una longitud de 1.0 m y se utilizará un tapón deslizante que evite la segregación del concreto. Al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante.
- Se repiten los pasos anteriores para el nuevo tablero; de esta forma se construye la totalidad del muro.
- Una vez que se haya construido el muro y que haya alcanzado su resistencia, se procederá a excavar una franja a todo lo largo 1.0 m por debajo del primer nivel, medidos desde el nivel de terreno natural; lo que permitirá construir el primer nivel de anclaje.
- La excavación del segundo nivel de anclaje se efectuará un metro por debajo del citado nivel, siempre y cuando se hayan tensado las anclas del nivel anterior.
- Este proceso se repetirá hasta concluir la excavación y alcanzar el nivel de proyecto para los sótanos de estacionamiento.

3.3 ANCLAS Y CONCRETO LANZADO

Una vez que se haya concluido el anclaje y postensado de las anclas del muro Milán, incluyendo la trabe de liga, se procederá con la excavación en la zona de arenas azules, con taludes de 60 grados con la horizontal.

Enseguida se realizarán excavaciones alternas en el lindero, con taludes verticales de 5.0 m de altura y 15.0 m de longitud horizontal, dejando una berma de 8.0 m de ancho; se continuará con el afine del material y la instalación de las mallas electrosoldadas que constituyen el refuerzo del concreto lanzado y de la zapata de reacción que recibirá el ancla. Posteriormente se efectuará el lanzado.

SISTEMA DE ANCLAJE PROPUESTO

Concluido el lanzado se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 6" (15.24 cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión.

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua-cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión.

Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

Tan pronto se concluya la perforación se introducirá el tensor y se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:1.5, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 15 Kg/cm² en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba a al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante manómetro, que la presión no sea menor que el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobre volumen por la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en qué momento se suspenderá la inyección.

La pérdida de lechada en algunos casos puede ser tan importante que aun inyectando una gran cantidad de lechada en una vez, no se cubra la totalidad del tensor en su longitud adherente (bulbo), necesario para que el ancla adquiera capacidad de proyecto. De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

De ocurrir el mismo problema en una segunda inyección se aplicará el mismo procedimiento. Como medida complementaria tendiente a lograr una completa inyección del barreno, se introducirá una manguera secundaria a este junto a la barra de perforación, hasta la profundidad del bulbo (longitud del ancla) y se inyectará a través de ella si se presentan problemas de inyección a través del orificio de la manguera de inyección en el área central del tensor.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm^2 , la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

Una vez que la lechada haya alcanzado su resistencia (3 días máximo), se tensarán las anclas de acuerdo con lo especificado en las Tablas de anclaje 10 a 13. Habiendo tensado las anclas se podrán excavar los tramos restantes.

La carga de tensión que se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar el 110% de la tensión de diseño.
- Se mantendrá esta tensión por 5 minutos, después se descargara totalmente.
- Se volverán a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar esta, y se sujetará el ancla a la estructura de repartición

Este procedimiento se repetirá en las siguientes líneas de anclaje; excavando siempre 1.0 m por debajo del nivel especificado para cada una de ellas.

Durante los trabajos de anclaje podrán realizarse simultáneamente la excavación del núcleo central, manejando taludes de 60 grados para el aglomerado y de 33.7 grados para los rellenos.

3.4 PILAS

El concreto para la construcción de las pilas se efectuará con concreto de $f'c$ mínimo de 300 Kg/cm^2 ; el tamaño del agregado máximo será de 5.0 cm. El acero de refuerzo tendrá un f_y de 4200 Kg/cm^2 .

Para garantizar el recubrimiento mínimo de 7.5 cm, es indispensable el empleo de silletas y pollos de concreto; sus dimensiones serán de $7.5 \times 7.5 \times 10.0$ cm y se colocaran 6 por sección, espaciados longitudinalmente a cada 2.0 m.

Las pilas se colocarán con el procedimiento tradicional de tubo tremie; se deberá garantizar que por lo menos la tubería quede embebida en el concreto una longitud de 1.0 m y se utilizará un tapón deslizante que evite la segregación del concreto. Al inicio del colado la tubería se colocará 20.0 cm por encima del nivel de desplante. El revenimiento del concreto será como mínimo de 18.0 cm.

La perforación se realizará en seco; pudiera algunas de ellas presentar problemas de estabilidad en las paredes, debiendo utilizarse un fluido estabilizador como el citado para el muro Milán.

Después de terminada la perforación, en un lapso menor a 18 horas deberá concluirse totalmente el colado; que por otra parte será continuo para evitar la formación de juntas frías.

La jaula de acero se rigidizará para evitar excesivas deformaciones que pudieran complicar la colocación dentro de la perforación.

El empotramiento de las pilas dentro del dado de cimentación y contratrabes será de 1.0 m; la demolición para la liga estructural se efectuara con martillo neumático empezando en la periferia y por la cabeza de la pila, y así sucesivamente hasta llegar al núcleo y luego en forma descendente; en los últimos 20.0 cm se hará con maceta y cincel.

Será necesario un registro por cada una de las pilas.

3.5 INSTRUMENTACION

OBJETIVO

El programa de instrumentación necesaria para llevar el seguimiento de los movimientos en el perímetro de la excavación, se define a continuación; los resultados obtenidos se utilizarán para definir condiciones de inestabilidad o bien de deformaciones inadmisibles, y tomar oportunamente las acciones necesarias para garantizar las condiciones de seguridad.

BANCO DE NIVEL

Con el propósito de determinar claramente los movimientos del terreno que se desarrollarán por la construcción del edificio, es conveniente contar con un punto de control, que no tenga influencia de los trabajos que se van a realizar o por algún otra excavación cercana, de tal forma que al referenciar los puntos de control, por diferencia se determinen los movimientos generados por la construcción. El banco se instalará a una distancia de 100.0 m de la obra.

REFERENCIAS SUPERFICIALES

Su propósito es poder registrar los movimientos horizontales y verticales que ocurran en el perímetro de la excavación, son puntos fijos en la superficie del terreno; se instalan definiendo líneas de colimación paralelas a los ejes de la excavación, que se observan con un tránsito detectándose así los desplazamientos horizontales que ocurren, mientras que con un nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Los testigos superficiales para el control de los movimientos horizontales, consisten en un cilindro de concreto de 15.0 cm de diámetro y 30.0 cm de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior; este perno es un tornillo de cabeza esférica de $5/8 \times 4$ pulgadas, con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía para la regla metálica de medición, que esta graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado. Los testigos se localizaran en el perímetro a cada 5.0 m de separación entre ellos. En la Figura 52 podemos contemplar las características de las referencias superficiales.

PERIODICIDAD DE MEDICIONES

Se realizarán lecturas semanales de las referencias superficiales, presentando los resultados en forma gráfica, con lo que facilitará su interpretación.

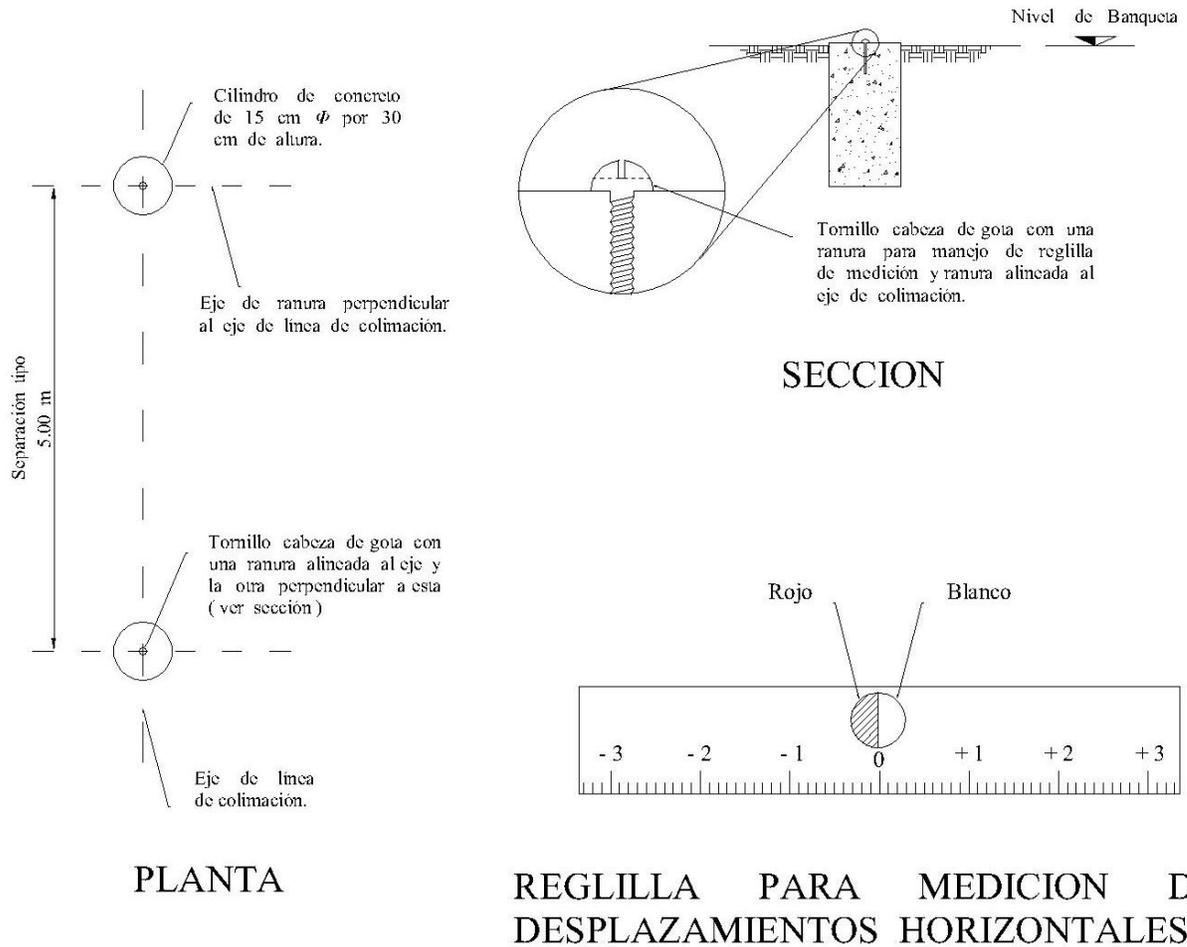


Figura 52.- Referencias superficiales.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El lote I-6 se ubica al poniente de la Ciudad de México, en Lomas de Santa Fe, delegación Cuajimalpa. El lote I-6 se localiza entre la Avenida Santa Fe y la calle Paseo de los Arquitectos; el predio colinda al norponiente con la Avenida Santa Fe, al oriente y al poniente con lotes baldíos y al suroriente con la calle Paseo de los Arquitectos.

El terreno presenta una topografía de lomerío suave con un desnivel entre 22 y 25 m. El conjunto Residencial estará integrado por 2 torres, con 7 niveles de sótanos para estacionamiento, un nivel general de terraza, con un número de pisos de 31.

El predio en estudio se localiza en la zona geotécnica denominada Zona de Lomas de acuerdo con la zonificación del valle de México, esta zona está formada por serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvioglaciales y glaciales más antiguos. Eventualmente se encuentran rellenos no compactos, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

La estratigrafía determinada es la siguiente:

- Relleno muy heterogéneo, con espesor variable entre 0.6 m y 26.4 m, está conformado por los estratos que se describen brevemente a continuación:
 - 1) (SM) Arena fina, media y gruesa, limosa y arcillosa, con gravas, con boleos, con lentes de arcilla, con trozos de tabique y fragmentos de concreto, de madera y de plástico; la proporción de los diferentes fragmentos varía importantemente. Las partículas en su mayoría son de origen andesítico, tienen forma subangulosa y angulosa; el conjunto exhibe colores café y gris.
 - 2) (ML) Limo areno arcilloso, con gravas, con boleos, con pedacería de tabique y concreto, con madera y plástico, de colores café y gris, la forma de las partículas es subangulosa.
 - 3) (CL) Arcilla arenosa, con gravas, con pedacería de tabique y concreto; la forma de las partículas es subangulosa; exhibe un color café oscuro.

- Subyacen a los rellenos Arenas azules integradas por:
 - 1) (SM) Toba areno limosa muy compacta, que empaca gravas y gravillas, de color café rosado claro y algo de material pumítico.
 - 2) (SM) Toba areno arcillosa muy compacta, de color café oscuro, con gravas y gravillas.
 - 3) (SM) Aglomerado en estado compacto y cementado, integrado por gravas y boleos empacados en una matriz arenosa, con algo de material pumítico, de color gris oscuro. Las partículas son en general de origen andesítico y de forma angulosa y subangulosa.

A partir de la inspección del sitio y de los resultados de los sondeos exploratorios, se concluye que no existen minas que pudieran poner en riesgo la estabilidad del Conjunto Residencial que se construirá.

Tomando en cuenta las condiciones estratigráficas y las características de las estructuras, la solución de cimentación consiste en pilas, que atraviesaran los rellenos, penetrando en las arenas azules, dependiendo de la carga actuante. La capacidad de carga admisible para diferentes diámetros de pilas, distintos espesores de relleno y para varias longitudes de empotramiento se muestra en las Figuras 32 a 35. Los hundimientos que se presentarán en la masa del suelo serán inferiores a 2.5 cm, serán del tipo elastoplástico y se desarrollaran durante la construcción de los edificios.

La excavación para alojar los diferentes niveles de sótanos se realizara de la siguiente forma:

- 1) Avenida Santa Fe zona de rellenos con muro Milán y anclas postensadas y en las arenas azules con anclas y concreto lanzado.
- 2) Calle Paseo de los Arquitectos muro Milán complementado con anclas postensadas.

Las anclas tendrán un diámetro de 15 cm, se perforarán con una máquina neumática, después de limpiada la perforación se procederá a la introducción de los torones de refuerzo, provistos de centradores que garanticen el recubrimiento necesario.

El espacio anular entre la perforación y el acero de refuerzo se rellenara con una lechada de cemento-agua dosificada en peso según una relación 2:1, con una resistencia de 150 Kg/cm², que se inyectara a una presión de 15 Kg/cm², para garantizar un mínimo de 10 Kg/cm². Para alcanzar rápidamente la resistencia de la lechada se utilizará un acelerante de fraguado. El diámetro del torón será de 15.24 mm (0.6 de pulgada); en un lapso de tres días, cuando haya

alcanzado la resistencia de diseño, la lechada, se aplicara el postensado especificado en las Tablas 10 a 13.

En las zonas de las arenas azules las anclas se complementarían con una cubierta de concreto lanzado que además de evitar el intemperismo del suelo, formará una membrana trabajando a compresión que confinará la masa del suelo. Esta cubierta tendrá un espesor de 10 cm y una resistencia de 200 Kg/cm². Esta cubierta se reforzará con doble malla electrosoldada 6×6-6×6 que se sujetará al terreno con trozos de 50 cm de varilla del N° 4 distribuidas en una retícula de 1.5 m × 1.5 m.

El programa de instrumentación necesaria para llevar el seguimiento de los movimientos en el perímetro de la excavación, se describe en el apartado 3.5; los resultados obtenidos se utilizarán para definir condiciones de inestabilidad o bien de deformaciones inadmisibles, y tomar oportunamente las acciones necesarias para garantizar las condiciones de seguridad.

BILIOGRAFIA

- Arnal, L., & Betancourt, M., (2011). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México, D.F. : Editorial Trillas.
- Arnal, L., & Betancourt, M., (2011). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. México, D.F. : Editorial Trillas.
- Berry, P. L., & Reid, D., Department of Civil Engineering, University of Salford., (1993). *Mecánica de Suelos*. UK, Manchester., Mc Graw Hill.
- Crespo, C., (1993). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (cuarta edición). México: Limusa Noriega Editores.
- Holguín, E., Gutiérrez, C. E., Cuevas, A., & Segobia, J. A., (1992). *Diseño Geotécnico de Cimentaciones*. México, D.F. : Tgc Geotecnia.
- Juárez, E., & Rico, A., (1973). *Mecánica de Suelos Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. (segunda edición). México: Editorial Limusa.
- Juárez, E., & Rico, A., (1973). *Mecánica de Suelos Tomo II: Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: Editorial Limusa.
- Izquierdo, F. A., & Carrión, M. A., (2002). *Cuestiones de Geotecnia y Cimientos*. España, Valencia: Universidad Politécnica de Valencia servicio de publicación.
- Rico, A., & Del Castillo, H., (2000). *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Volumen II: Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas*. México: Grupo Noriega Editores.
- SMMS, (2001). *Manual de cimentaciones profundas*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A. C.
- SMMS, (1989). *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A. C.
- Támez, E., Santoyo, E., Mooser, F., & Gutiérrez, C. E., (1987). *Manual de Diseño Geotécnico Volumen I*. México, D.F. : Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
- Támez, E., (2001). *Ingeniería de Cimentaciones: Conceptos básicos de la práctica*. México, D.F. : Tgc Geotecnia.
- Taylor, D., (1961). *Principios fundamentales de Mecánica de Suelos*. México, D.F. : Compañía Editorial Continental S.A. de C.V.
- Whitlow, R., (1994). *Fundamentos de Mecánica de Suelos*. México, D.F. : Compañía Editorial Continental S.A. de C.V.
- Zeevaert, L., (1983). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. (Second edition). USA, NY: Van Nostrand Reinhold Company Inc.