



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*“PROCEDIMIENTOS TÉCNICO –
CONSTRUCTIVOS EN PRESENCIA DE
SUELOS FRICCIÓNANTES SATURADOS,
ADOPTADA EN QUINTANA ROO,
MUNICIPIO DE SOLIDARIDAD PARA UNA
ESTRUCTURA HABITACIONAL”*

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

PARDO REYES ROSALBA



DIRECTOR DE TESIS:

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

CIUDAD UNIVERSITARIA. MARZO 2007



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/020/07

Señorita
ROSALBA PARDO REYES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"PROCEDIMIENTOS TÉCNICO-CONSTRUCTIVOS EN PRESENCIA DE SUELOS
FRICCIONANTES SATURADOS, ADOPTADA EN QUINTANA ROO, MPIO. DE
SOLIDARIDAD PARA UNA ESTRUCTURA HABITACIONAL."**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES Y MEDIO FÍSICO
- II. CONSIDERACIONES GENERALES
- III. ESTADO DEL ARTE
- IV. ASPECTOS TEÓRICOS
- V. NORMATIVIDAD
- VI. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- VII. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS
- VIII. SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS Y RECOMENDACIONES
- CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 17 de marzo de 2007
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA

GGZ/AJP*cre

DEDICATORIAS

A nuestras vidas, a quienes vi crecer juntas, afectadas por el ritmo de mis ansiedades y el rigor de vivirlo todo con intensidad. Sólo hay algo más terrible que la muerte: - desperdiciar la vida.

En recuerdo del dolor de tanta lucha; de mi infancia y juventud amordazadas en el silencio del trabajo; de las iras y ternuras; de las flores cabizbajas sin sol; en recuerdo del fósforo alucinante, lluvia de estrellas en las playas del sur. **¡AQUÍ ESTÁ!**

Adela Fernández.

A MIS PADRES:

A mi familia que costeó mi larga e interminable en apariencia educación. Por todos los sacrificios que realizaron, por aguantar mis histerias y neurosis, mis malos modos, mis carotas y mi muy mal genio de todos estos años.

A MI PADRE:

Por el padre más maravilloso que pude haber tenido, por haberme enseñado desde niña que es más importante tener un sueño tranquilo que varios guardaespaldas y dinero mal habido, por todos los consejos que en tu interior pudiste guardar para mí, por todas las veces que hiciste hasta lo imposible para proporcionarme lo necesario, por preguntar, por compartir conmigo tus conocimientos y tu sapiencia, por enseñarme a ganar las cosas, por preocuparte por mi salud y mi alimentación, por todas las horas hombre de trabajo que fueron para mí, por inculcarme el gusto por el arte, por alimentar mi alma con la lectura, por mis suéteres, por tu comida, por creerme siempre una niña caprichosa, por no tomarme en serio, por descalificarme ante los hombres dada mi condición de mujer, por apoyar mis decisiones, por cuestionarlas y llevarlas al límite, en sí por todo, pero sobre todo por estar conmigo en la parte más importante de mi vida:
- mi formación académica y por transitividad mi carrera.

A MI MADRE:

A mi madre que dejó de preocuparse emocional y académicamente por mí desde muy niña; lo hice sola y lo hice muy bien, por desentenderte, por compararme, por ignorarme, por darme casi todos tus fondos, porque no importaba lo que hiciera, porque siempre me tuviste confianza pero sobre todo fe; por ser un muy buen ejemplo de lo que se debe y lo que no se debe de hacer en esta vida, por presionarme hasta el cansancio; por exigir más de mí siempre y reventarme, por eso es que estoy hoy aquí y puedes decir de mí que por fin lo hice, por escucharme en los momentos de prueba y por aconsejarme, por decirme que todo estará bien, por hacer posible lo imposible, por hacerme perseguir mis sueños no importando lo descabellados e inverosímiles que éstos pudieran ser, por alentarme a buscar la felicidad por sobre todas las cosas no importando lo que la gente pensara o dijera, por sacarme de mis frecuentes depresiones, por tu atención, por la falta de ella, por ir juntas al cine, por la educación que en buena parte tú y solo tú me diste, por hacer de mí una persona útil, porque gracias a eso tienes frente a ti a una mujer que se siente orgullosa de lo que hicieron con ella pero que siempre será tu niña y que en algún momento necesitará de la compañía y el cobijo de su madre para llorar y pedir consejo.

A MI AMOR:

A ése mítico Héctor; que conociéndote todo éste esfuerzo rendirá sus frutos para sostener un reino en el que sólo estaremos nosotros; porque no sólo el dinero hace al hombre, porque espero que creas en ti, que sólo ames a tu mujer y que ambos nos apoyemos para no dejarnos caer. Porque en éste momento en el que llegaste a mi vida, todo éste trabajo está encaminado a que te sientas orgulloso de mí, de lo que soy y de lo que fui, porque lo que he hecho hasta ahora ha sido esperarte. Además ¿qué hubiera sido de Héctor sin Andrómaca?

GRACIAS MANUEL.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DEL MISMO DOLOR:

A mis amiguitos consentidos, por hacerme compañía de día y de noche, porque desde que llegaron dejé de comer a solas, por vigilar mi sueño, por hacerme sentir indispensable, por ese gran amor suyo, por despertarme en las mañanas, por sus besos, por su nariz fría en mi cara, por su olor, por su compañía, por buscar siempre mi regazo y por hacer que la suerte o el destino los mandaran a mí. F + R

A Jesús Crystian Romero Villagómez y Sergio Orozco García; que me brindaron su amistad sin esperar nada a cambio, que me ayudaron a sobrellevar los tragos más amargos que en mi carrera y en mi vida pudieron suceder, por el cariño incondicional, por las preocupaciones, por los consejos, por las cervezas, por las horas enteras para escucharme; pero sobre todo por no soltarme la mano nunca con, sin y a pesar de todo, porque sin ustedes mi paso por éstas aulas hubiera sido gris y sombrío, por decirme siempre y por sobre todas las cosas la verdad, por vivir sin miedo y sin mentiras, por enseñarme a vivir como el estudiante que fui y por lo que añoramos ser, por todo lo que las palabras no son capaces de decir, pero que al mirarnos a los ojos sabremos que siempre estaremos ahí para nosotros.

A LOS QUE ME AYUDARON:

Pedro Reyes Rebollo

María Fernández Islas

María Guadalupe Reyes Fernández

José Luís De León Granados

María del Carmen Reyes Fernández de Castillo

Lic. Raymundo Gloria Granados

Ing. Felipe de Jesús Armas Vargas

Ing. Juan Carlos Fernández Casillas

Ing. Juan Carlos Ocampo Somorrostro

Lic. Juan Carlos Gómez Romero

M.A.O. José Raúl Servot Benítez

Ing. Daniel Isaac Paredes Cervantes

Ing. Vladimir Erivan Guzmán Ocaranza

M.I. Rodrigo Alejandro Rentarías Anaya

M.I. Diana Mondragón Yáñez

Porque sin su ayuda, compañerismo, confianza, cariño y solidaridad esto no habría sido posible.

A MIS PROFESORES:

Ing. Agustín Deméneghi Colina

Ing. Alicia Pineda Ramírez

Ing. Héctor Sanginés García

M.I. Arturo Nava Mastache

Ing. Enrique Heras Herrera

Ing. Federico Alcaraz Lozano

Ing. José Piña Y Garza

M.I. José Francisco Téllez Granados

Dra. Lilia Reyes Chávez

Ing. Raúl De la Peña Salazar

Ing. Raymundo Herrera Chávez

Porque me dieron la mejor educación que jamás pude haber tenido; porque a través de ustedes, llegó a mí una cantidad importante de información técnica y literaria que les agradezco infinitamente. Porque me proporcionaron los elementos para poder comprender la esencia de lo que debe ser un ingeniero con las armas necesarias y suficientes para salir de la media estándar, y que éste ingeniero pueda ser capaz de ayudar a su país en cualquier situación. Porque las noches en vela engrandecieron el espíritu de éste ingeniero que, sin vanos anhelos de gloria y con toda la humildad se los agradecerá siempre.

- Comencé a trabajar en esto en el verano del 2002 y concluí en el invierno del 2006, ya que para contar ésta historia y para culminar éste trabajo, debí ser primero una niña llena de silencios, una observadora implacable, una alumna dedicada, una hija agradecida, un baúl lleno de secretos, un alma siempre joven, una lectora de ávida constancia; y de adolescente haber escuchado la mejor música con historia y subtexto, haber creído en las doctrinas filosóficas, dar oídos a las historias de una ciudad que creció súbitamente, haber admirado a todos los artistas y personajes brillantes que se cruzaron por mi camino. Con éstas cosas queda amasado el barro del que hoy día estoy hecha, más un poco de sueños, ilusiones juveniles y disciplina einsteniana. Ésta tesis que me ha traído más sorpresas y satisfacciones que la vida misma; y, gracias a la cual comencé a sentir que se hacía realidad el sueño que alimentaba desde aquel vestido azul pastel con motas que de niña usé: - llegar a ser algún día Ingeniero.

Rosalba Pardo Reyes.

**“LA ENTROPÍA ES EL ESTADO IDEAL DE LA
NATURALEZA”**

**PROCEDIMIENTOS TÉCNICO – CONSTRUCTIVOS EN PRESENCIA DE SUELOS
FRICCIONANTES SATURADOS, ADOPTADA EN QUINTANA ROO,
MPIO. DE SOLIDARIDAD PARA UNA ESTRUCTURA HABITACIONAL.**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
ANTECEDENTES Y MEDIO FÍSICO.....	3
El Ciclo Hidrológico.....	5
Cavernas y Capilaridades.....	6
El Agua y el Suelo.....	7
CAPÍTULO I. CONSIDERACIONES GENERALES.....	8
I.1 Cimentaciones Profundas.....	8
I.2 Cimentación sobre pilotes.....	8
I.3 Tipo de Pilotes según material.....	10
I.4 Tipo de Pilotes según tecnología.....	15
I.5 Resistencia de un pilote aislado.....	16
I.6 Relación del ángulo de rozamiento con el SPT y el Penetrómetro estático.....	18
I.7 Resistencia por punta según autores. Consideraciones del Mecanismo de Ruptura.....	19
I.8 Resistencia por punta en arenas según pilotes cortos o largos. Fórmula de Berezantsev.....	21
I.9 Resistencia por Punta según los ensayos de penetración.....	22
I.10 Resistencia por el Fuste según los ensayos de penetración.....	22
I.11 Vibroflotación y Vibrosustitución.....	22
I.12 Rangos y datos importantes para la aplicación de ambos métodos.....	24
I.13 ESTADO DEL ARTE.....	26
I.14 Análisis de Asentamientos en Arenas.....	26
I.15 Pruebas de Laboratorio.....	26
I.16 Comportamiento de las Cimentaciones.....	26
I.17 Muros de Contención.....	27
I.18 Mejoramiento de los suelos.....	28
I.19 Investigación de cavidades.....	29
I.20 ASPECTOS TEÓRICOS.....	32
I.21 Consideraciones de Mecánica de los Medios Continuos.....	32
I.22 Licuación de Arenas.....	33
CAPÍTULO II. NORMATIVIDAD.....	41
II.1 Investigación del subsuelo.....	41
II.2 Verificación de la seguridad de las cimentaciones.....	41
II.3 Procedimiento constructivo.....	42
II.4 Procedimiento constructivo de cimentaciones.....	42
II.5 Excavaciones.....	46
II.6 Reglamento de construcciones del estado de Quintana Roo.....	48
II.7 Especificación Pilotes de concreto.....	64
II.8 Fabricación.....	65
II.9 Calidad de los materiales.....	68
II.10 Hincado.....	68
II.11 Pruebas.....	70
II.12 Tolerancias.....	71

CAPITULO III.DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	72
III.1 Descripción General del Proyecto.....	72
III.2 Aspectos Estructurales.....	75
III.3 Descarga.....	79
III.4 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	80
III.5 Condición general del proyecto.....	80
III.6 Exploración.....	80
III.7 Estratigrafía del Sitio.....	80
III.8 Sondeos.....	82
III.9 Análisis.....	83
CAPÍTULO IV. SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS Y RECOMENDACIONES.....	153
IV.1 Ampliación de sección en zapatas existentes.....	153
IV.2 Compactación Dinámica.....	154
IV.3 Inyecciones en Roca.....	155
IV.4 Pilotes.....	156
IV.5 PLANO ARQUITECTÓNICO PORTOBELLO.....	157
CAPITULO V. CONCLUSIONES.....	158
BIBLIOGRAFÍA.....	159

INTRODUCCIÓN

Al carecer de la información estructural del proyecto Portobello 2, realicé un estimado de la descarga total al subsuelo, naturalmente no pude proporcionar un número de pilotes, secciones y demás aspectos estructurales de fondo.

La forma y el alcance de ésta tesis comprende las posibles alternativas constructivas y de análisis que pudieran emplearse al enfrentarse a un suelo con las características que dan forma al título de esta tesis, todo siempre visto desde un punto de vista económico y constructivamente factible.

La labor fundamental de este trabajo, incidió en considerar los posibles escenarios respecto de las características particulares del sitio.

Las condiciones imprevistas del subsuelo que se presentan durante la construcción, constituyen la principal fuente de demandas, lo que conduce a pagos adicionales por parte de los contratistas y el aumento desmedido de los costos. Las fallas de las estructuras, como consecuencia de deficiencias en la cimentación, pueden ocasionar erogaciones aún mayores y, además, exponer la seguridad pública.

El gran número de experiencias al respecto, permite identificar consistentemente los factores que en forma recurrente contribuyen a estos casos. Es importante que el ingeniero esté consciente de las causas que pueden disparar los costos, provocar litigios y conducir a fallas, para que con estas experiencias minimice la presentación de casos similares.

Las condiciones imprevistas (cambio de condiciones) son el resultado de varios factores. La causa más frecuente es la mala definición de los componentes de las rocas y los depósitos de suelo con sus variaciones en toda la zona de construcción. Las demandas se relacionan con volúmenes de excavaciones imprevistas o excesivas en suelo o en roca, con descripciones erróneas de la calidad y profundidad de los niveles de apoyo, materiales de préstamos insuficientes o inapropiados y obstrucciones imprevistas en el hincado de pilotes y perforaciones. La descripción errónea de las condiciones del nivel de aguas freáticas es otra causa de trabajos extraordinarios, así como costosas demoras en la construcción y rediseños de emergencia. También se generan reclamaciones importantes por fallas en la investigación geotécnica, para identificar riesgos naturales, como son suelos y minerales de roca expansivos, taludes naturales y artificiales inestables y antiguos depósitos de terreno.

Las fallas de las estructuras durante la construcción se relacionan con condiciones indeseables del subsuelo, no detectadas previamente o durante la construcción, así como diseños deficientes o baja calidad en los trabajos. Ejemplos de aquellas son las cimentaciones soportadas por suelos expansivos o colapsables, rocas pegadas o sobre subsuelos débiles o compresibles no detectados; diseños de cimentación demasiado difíciles para construir apropiadamente, cimentaciones que no se comportan conforme a lo previsto; y materiales o técnicas de construcción deficientes. Otra importante fuente de fallas, relacionada con el diseño es la subestimación de las cargas máximas asociadas con catástrofes naturales, tales como terremotos, huracanes, inundaciones y precipitaciones prolongadas.

INTRODUCCIÓN

Las fallas se relacionan con la licuación de los suelos durante los terremotos, presión hidrostática baja y daños en estructuras causados por el agua debido a la elevación del nivel freático, desestabilización de las cimentaciones por socavación y desbordamientos, o erosión por oleaje en diques y presas de tierra.

Es improbable que las condiciones principales que conducen a fallas y demandas en la construcción puedan suprimirse por completo, dado que las irregularidades y variaciones extremas del subsuelo ocurren con frecuencia en numerosos depósitos de suelo y formaciones rocosas. Una restricción de igual importancia que deben tomar en cuenta tanto

los ingenieros como los clientes, son las limitaciones del estado actual de la práctica en la ingeniería geotécnica.

La disminución de litigios y fallas puede lograrse a través de una investigación integrada por completo, y asegurando la calidad del diseño y construcción por medio de profesionales especialmente calificados. La integración, más que el seccionamiento de estos servicios, asegura una continuidad de los propósitos y filosofía que reduce de manera efectiva los riesgos asociados a las condiciones imprevistas del subsuelo, del diseño y a deficiencias en la construcción. También es muy importante que los propietarios y diseñadores se den cuenta de que los ahorros, que conducen a la reducción de la calidad en los servicios geotécnicos, pueden provocar responsabilidades de diferentes órdenes de magnitud, aún mayores que sus “ahorros” iniciales.

ANTECEDENTES Y MEDIO FÍSICO

Para comprender la forma en que el agua se presenta en el subsuelo, primero se necesita pensar un poco acerca del subsuelo en sí. La corteza terrestre está constituida de rocas de varios tipos, en algunos lugares éstas rocas pueden no estar expuestas ya que están ocultas por el suelo y el panorama está cubierto por vegetación. Pero las rocas se pueden ver en acantilados cerca de la orilla del mar, en las laderas de las montañas y en otros lugares como canteras y cortes de macizos rocosos en caminos. Donde quiera que alguien resida, si se perfora lo suficiente debajo de la superficie de la tierra, se encontrará finalmente roca sólida o el estrato madre.

Casi todas las rocas de la parte superior de la corteza terrestre, cualquiera que sea su tipo, edad u origen contienen aberturas llamadas poros o intersticios; éstos poros pueden ser de todas formas y tamaños. En algunos casos, dichas aberturas pueden tener decenas de metros de lado.

La propiedad de una roca de poseer poros o intersticios es llamada porosidad. Las rocas que contienen grandes proporciones relativas de espacios vacíos, son descritas como porosas, o se dice que poseen un alto grado de porosidad. Los suelos también son porosos. En general son los poros pequeños los que están llenos de agua, los grandes son los que están vacíos. A profundidades mayores debemos encontrar que todos los poros están llenos de agua y a éste material describirlo como saturado; técnicamente, se habrá pasado de la zona no saturada a la zona saturada.

Al realizar una perforación para hacer un pozo, de la superficie del terreno natural hacia abajo, y se penetra en la zona saturada, el agua fluirá a partir del material saturado (que puede ser roca o material no consolidado) hacia la perforación, hasta que logra un nivel constante. Este estará cerca del nivel debajo del cual todos los poros están llenos con agua o lo que es el nivel superior de la zona saturada o Nivel Estático.

La distancia que necesitamos perforar o cavar para llegar al nivel estático, varía de lugar en lugar, ya que puede ser de menos de un metro a más de una centena de metros. En general, el nivel estático no es plano, ya que se eleva y desciende de acuerdo al relieve del terreno en forma desigual; es decir, es más profundo debajo de las montañas y somero debajo de planicies y valles. Este puede incluso coincidir con la superficie del suelo. Si es así se puede fácilmente establecer dicho nivel, debido a que el suelo estará húmedo y pantanoso o puede haber alguna acumulación de agua, un manantial o un río.

Existen factores dentro de las rocas que complican el problema del almacenamiento del agua subterránea; es decir hasta dónde llega la porosidad en una roca y si éstas sólo tienen espacios pequeños, entonces el volumen contenido puede llegar a ser muy limitado. Dadas las condiciones anteriores, se asume que cuantitativamente el tipo y la calidad de la roca son lo que indicará el almacenamiento.

La combinación del tamaño de los poros y el grado en que los poros están intercomunicados, determinará la facilidad con la que el agua fluirá a través de la estructura rocosa, que a su vez es llamada permeabilidad; dicho de ésta manera, aquellos materiales que permiten de manera sencilla el paso del agua a través de ellos se clasifican como permeables, mientras que aquellos materiales que presentan ciertas dificultades en el paso del agua, son clasificados como impermeables.

INTRODUCCIÓN

Una roca puede ser porosa pero relativamente impermeable porque los poros no se encuentren conectados entre sí, o porque éstos sean demasiado pequeños y así el agua pase de manera forzada a través de ellos. Por el contrario, una roca que no tiene espacios, excepto por una o dos aberturas, tendrá una porosidad baja y almacenará agua en cantidades muy limitadas, por la razón de que el agua pasa sin problema por las aberturas y la permeabilidad entonces, será alta; ya que, algunas capas de roca (material no consolidado) lo suficientemente porosas como para almacenar agua y con la permeabilidad necesaria para permitir que el agua fluya a través de ellas en cantidades económicas y de calidad deseable, se denominan acuíferos.

A grandes profundidades (10 [km] por debajo del terreno natural), se considera que las rocas están tan comprimidas y alteradas como resultado del confinamiento y los esfuerzos así soportados; luego entonces, se considera que éstas acciones cerraron los espacios y, para propósitos prácticos, todas las rocas son impermeables.

Teniendo en consideración la porosidad de todos los diversos tipos de formaciones rocosas que conforman la corteza terrestre, y la profundidad hasta que son porosas, se puede estimar razonablemente con cierta exactitud el volumen de agua en la corteza terrestre. Como se desconocen los valores de éstos parámetros, la labor de los cálculos se ve dificultada y los cálculos podrán tornarse imprecisos.

Otro de los puntos que determinan la cantidad de agua subterránea disponible en los materiales geológicos de determinado sitio es su capacidad de reposición (el grado con el cual el agua extraída es repuesta). La reposición puede provenir de arriba, de los lados o de abajo; de acuíferos adyacentes que transmiten el agua de otros lugares. El factor de reposición, no solo depende de la naturaleza de los materiales geológicos, sino también del suelo y vegetación que los cubren; así como el clima imperante en la región.

Lo anterior es una parte del balance de agua de un área; es decir, el balance entre el agua que entra en el área, el agua que es usada o aquella que sale de ésta. El agua subterránea de cierta área no se encuentra aislada de la región vecina a la que la contiene, sino que es parte del total de la corteza terrestre; por lo tanto existe un intercambio e interacción estrecha entre el total del agua subterránea y el Ciclo Hidrológico.

Un acuífero en el cual la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y puede elevarse y descender con cambios en el volumen, es un acuífero libre o no confinado. Un acuífero que contiene agua a presión hidrostática, debido las capas impermeables encima y debajo de ella, es un acuífero artesiano o confinado. Si se perfora un pozo en un acuífero artesiano, el agua en éste pozo se elevará hasta una altura correspondiente a la presión hidrostática dentro del acuífero. Con frecuencia, esta presión hidrostática es suficiente para que el agua salga en chorro por encima del nivel del suelo, hacia la atmósfera. Un acuífero artesiano es análogo a un conducto de alta capacidad a flujo lleno porque las extracciones ocasionan una reducción en la presión en vez de un cambio de volumen. Esto es por contraste en un acuífero libre, en donde las extracciones ocasionan un abatimiento del nivel freático.

INTRODUCCIÓN

EL CICLO HIDROLÓGICO

Hoy día se conoce la trayectoria de retorno que sigue el agua de regreso a la atmósfera. La energía de los rayos solares, ocasiona que el agua se evapore de la superficie de los océanos. El vapor de agua se produce de ésta manera, además de ser una parte esencial de la atmósfera de la tierra, y permaneciendo en la atmósfera completamente invisible, a menos que se enfríe lo suficiente como para condensarse y así forme pequeñas gotas de agua.

Es común que el ciclo hidrológico se ilustre como un sistema de circulación simple, que toma agua de los océanos en forma de vapor, la deposita en el continente como precipitación, y la regresa rápidamente al océano por medio del escurrimiento de los ríos. Dicho sistema considera que el océano es el principal receptáculo de agua, y el único lugar en donde las moléculas de agua residen por un tiempo considerable. En realidad, el ciclo del agua incluye la transferencia entre diversos depósitos temporales.

La principal suposición involucrada en el análisis previo, es que la cantidad total de agua en la tierra es constante, simplemente se mueve de un lugar a otro. En general ésta suposición, parece ser razonable, ya que el agua parece ser una sustancia muy estable.

En forma general, la precipitación sobre el suelo tiene tres opciones:

1. Evaporarse, ya sea directamente o por transpiración de la vegetación después de ser tomada por las raíces de las plantas.
2. Escurrir sobre la superficie del suelo o viajar a poca profundidad por los diferentes estratos del suelo hasta alcanzar una corriente pequeña.
3. Infiltrarse en estratos más profundos o formaciones geológicas subyacentes.

Si éste material geológico es permeable, el proceso de infiltración, continuará por toda la zona no saturada, hasta que el agua llegue al nivel freático, con lo que se incorpora al agua subterránea en la zona saturada. La porción de la precipitación que alcanza el nivel freático se denomina recarga, debido a que contribuye en la renovación del almacenamiento de agua subterránea.

El agua que llega al nivel freático se convierte en agua subterránea. A partir de ese momento se da una lenta percolación a través de los acuíferos, con una velocidad que en condiciones naturales varía entre más de un metro por día a sólo unos cuantos milímetros en un año.

El agua subterránea se mueve hacia una salida natural del acuífero, que generalmente es un punto donde el nivel freático intercepta la superficie del terreno; por lo que termina su condición de agua subterránea para alcanzar nuevamente la de agua superficial.

El agua de los ríos habitualmente encuentra su camino de regreso al almacenamiento principal del agua en la tierra, los océanos, aunque existen algunas excepciones. Una porción de la superficie terrestre del agua de los ríos se evaporará y regresará a la atmósfera.

INTRODUCCIÓN

CAVERNAS Y CAPILARIDADES

El agua con dióxido de carbono disuelto, es capaz de disolver carbonato de calcio, mineral que es el principal constituyente de las calizas y que es poco soluble en agua pura. El agua de la precipitación meteórica, disuelve una porción de dióxido de carbono durante su estadía en la atmósfera, y una porción mucho mayor cuando se infiltra a través del suelo.

La lluvia, en una región donde afloran rocas calcáreas, se infiltrará y percolará a través de aberturas y grietas disolviendo lentamente la roca. Si las fracturas no están comunicadas entre sí, el agua llegará a la saturación con relación al carbonato de calcio y el proceso de disolución finalizará. Sin embargo, si las fracturas están comunicadas entre sí, el agua fluirá por ellas llevando consigo el material disuelto, por lo que las fracturas se ensancharán por la disolución continua durante el tránsito del agua.

En materiales granulares existe otra propiedad denominada tensión superficial. Esta propiedad no se presenta únicamente en el agua sino en todos los líquidos. Se deriva de la atracción que las moléculas del líquido tienen entre sí, situación que ocasiona que la superficie del líquido se comporte como si fuera una membrana elástica.

Uno de los efectos de ésta fuerza de atracción molecular o tensión superficial, es la tendencia a reducir al mínimo el área de una superficie libre de cualquier volumen de líquido.

De éste modo, es de esperar que los fenómenos de tensión superficial y capilaridad se presenten en las unidades geológicas granulares. Uno de los fenómenos más conocidos es la franja capilar. Esta región se encuentra inmediatamente arriba del nivel freático, donde el agua se mantiene por los efectos de capilaridad. Dentro de la franja capilar, el material geológico está más o menos saturado, pero se puede distinguir de la zona saturada por el hecho de que el nivel del agua en n pozo se ubicará en la base de la franja capilar, es decir, el nivel freático. El agua en la franja capilar se denomina agua capilar, para distinguirla de la verdadera agua subterránea de la zona saturada.

La diferencia física entre el agua subterránea y el agua capilar, se explica porque en los pozos, el nivel del agua coincide con el nivel freático. El espesor de la franja capilar depende del radio efectivo de los tubos capilares formados por la interconexión de los poros del material existente en el subsuelo, en otras palabras, en los tamaños de las aberturas existentes entre poros adyacentes.

Por ésta razón, varía entre los diferentes tipos de medios geológicos existentes. En una grava, el espesor de la franja capilar será de unos cuantos milímetros de espesor, mientras que en un material con abundante contenido arcilloso, puede alcanzar varios metros. Los poros existentes en el subsuelo son de tamaños variados, por lo que la porción superior de la franja capilar no es una superficie bien definida, sino que generalmente termina de forma irregular y transicional.

INTRODUCCIÓN

EL AGUA Y EL SUELO

El intemperismo en las calizas genera un mínimo de residuos; únicamente unas cuantas impurezas insolubles, por lo que las zonas de roca caliza se caracterizan por suelos delgados.

El intemperismo de areniscas produce suelos arenosos que en la mayoría de las ocasiones son drenados fácilmente porque son muy permeables.

La propiedad fundamental que ocasiona que los fragmentos derivados de las rocas se transformen en suelos, es la presencia de organismos vivos, los cuales requieren de agua. En la mayoría de los casos, el agua se incorpora al suelo por la infiltración después de la lluvia; debido a fuerzas de atracción molecular y tensión superficial el agua rodea el exterior de las partículas sólidas. El aire también está presente en los huecos del suelo.

El espesor de la película de agua, y por tanto la proporción entre agua y aire, depende del grado de saturación del espacio poroso en el suelo o de lo que en ocasiones se denomina como las condiciones existentes de humedad en el suelo. Estas condiciones son muy variables y dependen en gran medida del clima.

Para establecer el drenaje del suelo, podríamos realizar una observación cuidadosa de las delgadas películas de agua alrededor de los granos del suelo, así es posible percatarse que la interfase entre el agua y el aire es curva, en donde la superficie cóncava se presenta hacia el aire; esto es efectivamente la formación de un menisco; bajo éstas condiciones existirá una diferencia de presión entre los dos lados de la interfase, la menor presión se presenta en el lado convexo. En el suelo, el aire existente en la porción cóncava está en contacto con la atmósfera y por tanto se mantiene a presión atmosférica; de éste modo el agua en el lado convexo está a una presión menor que la atmosférica.

Esta presión negativa, denominada succión, mantiene la película de agua alrededor de las partículas que componen el suelo. Se le denomina como succión poro-agua, o succión suelo-agua y tensión suelo-humedad, éste último término es comúnmente aplicado por los investigadores de las condiciones físicas del suelo. En la medida, de que una mayor cantidad de agua drena, las películas de agua alrededor de los poros se tornan más delgadas, por lo que la interfase agua-aire se torna más curva, ocasionando una mayor succión. El hecho de que la succión poro-agua se incremente en la medida de que el espesor de la película de agua disminuye, significa que es más difícil para el agua drenar los poros de tamaño menor, que de los de tamaño mayor, por lo que estos últimos se drenan en primer lugar.

Esta situación ocasiona un efecto muy importante a considerar: los poros de mayores dimensiones no estarán llenos de agua y como son los que proveen las vías de acceso más fáciles, el suelo se torna menos permeable al agua a medida que disminuye su grado de saturación.

Estos dos efectos conducen a terminar en forma efectiva con el drenaje por gravedad. A medida que un suelo se seca se vuelve menos permeable, lo que significa que se drena cada vez más lentamente; al mismo tiempo, la succión poro-agua tiende a mantener el agua alrededor de los granos en contra de la acción de la gravedad.

INTRODUCCIÓN

En teoría, el drenaje por gravedad continúa hasta que la fuerza gravitacional no es capaz de vencer las fuerzas de tensión superficial, o las succiones, que mantienen la película de agua alrededor de las partículas que componen el suelo. En la práctica, el drenaje tiende a detenerse cuando las películas son tan delgadas que el agua no puede continuar con su movimiento descendente. Esta es la condición de capacidad de campo, y es una línea divisoria entre el rendimiento específico y la retención específica; línea que, en la práctica, es difícil de establecer con precisión.

Consecuentemente, las arenas y las gravas no son capaces de proveer un sustento adecuado para el crecimiento de las plantas a menos que sean modificados por medio de alguna técnica. La manera más efectiva de mejorar éste tipo de suelos es adicionarles materia orgánica (humus), que conservará el agua. La incorporación de humus también es favorable en suelos arcillosos, debido a que separa las partículas de arcilla y provee aberturas para drenaje del agua y entrada de aire.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

CAPÍTULO I. “Consideraciones Generales”

CIMENTACIONES PROFUNDAS

Las condiciones subsuperficiales, los requisitos estructurales, ubicación y características del lugar y la economía, dictan en general el tipo de cimentación que se ha de emplear para una estructura determinada.

Las cimentaciones profundas, como es el caso de pilotes, fustes perforados y campanas neumáticas, deben ser consideradas cuando:

- Las cimentaciones poco profundas sean inadecuadas y las cargas estructurales necesiten ser transmitidas al suelo o roca más profundos y más apropiados
- Las cargas ejercen fuerzas de levantamiento o laterales sobre las cimentaciones
- Se requiere que las estructuras sean soportadas sobre agua
- La funcionalidad de la estructura no permite asentamientos diferenciales
- Se esperan futuras excavaciones adyacentes

CIMENTACIÓN SOBRE PILOTES

La cimentación sobre pilotes es la más antigua y la más extendida de las cimentaciones profundas. Se emplean cuando el suelo no es capaz de hacerlo porque no posee la capacidad portante suficiente, o bien porque los asentamientos que se producirían serían excesivos.

Este tipo de cimentaciones profundas es el de cimentaciones indirectas, misma que al día de hoy es poco usada, pese a ser quizá más exacta: significa que debajo de la construcción, se colocan elementos suplementarios que ya no pertenecen intrínsecamente a ella, y cuya misión es transmitir o diluir las cargas.

La palabra *profunda*, nomenclatura popularizada por la influencia del término inglés *deep foundation* puede producir confusiones, por ejemplo, en el caso de un edificio con varios sótanos, cimentado por zapatas o cajón de cimentación. En la nomenclatura actual, esta cimentación no es profunda, aunque esté colocada quince o veinte metros por debajo del nivel de la calle, pero sería más claro decir que es directa.

La clasificación de los distintos tipos de cimentaciones se basa en el siguiente criterio:

1. Cimentaciones superficiales: $D/B < 4$
2. Cimentaciones semiprofundas $4 < D/B < 8$ a 10
3. Cimentaciones profundas 8 a $10 < D/B$

Las funciones de estas cimentaciones profundas se diferencian según el trabajo que se realice por ellas mismas sea activo, pasivo o de contención:

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

1. Activo: Los pilotes transmiten al terreno en una cota inferior a la base de la infraestructura las cargas procedentes de dicha infraestructura. Con esto, se transmiten compresiones, cargas horizontales y tensiones en su caso
2. Pasivo: En este caso se resisten las cargas que el terreno ejerce sobre los pilotes, siendo estas cargas verticales u horizontales
3. Contención: En este caso la obra funciona como un muro

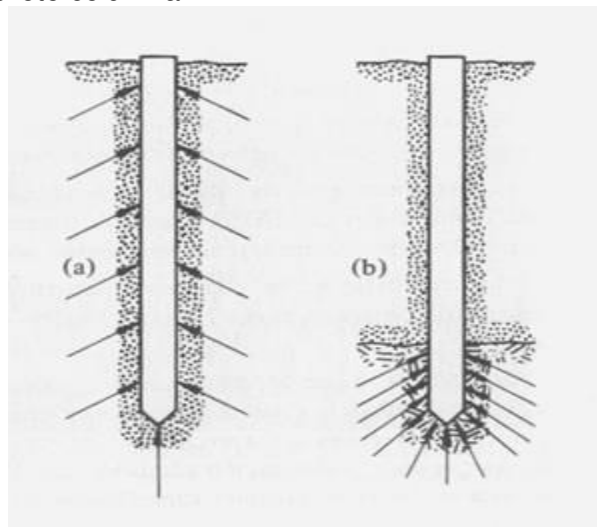
Respecto a las diferentes formas de clasificar los pilotes, existen diversos criterios, que posteriormente se desarrollarán en este texto, pero una consideración importante a este aspecto es entender los pilotes según su forma de trabajo.

Los pilotes transmiten las cargas desde su cabeza en toda su longitud hasta la base de los mismos al terreno. Existen dos formas básicas de transmisión de esfuerzos al terreno:

- a. A lo largo de su longitud
- b. En la base de los mismos

Los pilotes se encuentran en contacto a lo largo de toda su superficie con el terreno, transmitiendo las cargas al terreno por rozamiento. A este tipo de transmisión de las cargas se le denomina por fuste, y el pilote es llamado flotante.

Asimismo, los pilotes se encuentran en contacto con el terreno en su base. En esta se transmiten las cargas directamente al terreno, aunque no por rozamiento sino por contacto directo con el mismo. Con esto, el pilote trabaja por punta al transmitir las cargas en su base, y se le llama pilote columna.



Realmente, todos los pilotes transmiten las cargas mediante las dos formas de trabajo descritas, siendo pilotes mixtos. En ocasiones hay una forma de trabajo predominante sobre otra llegando incluso a desprejarse la forma de trabajo menos significativa. En estos casos se adopta la denominación de la forma de trabajo dominante.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

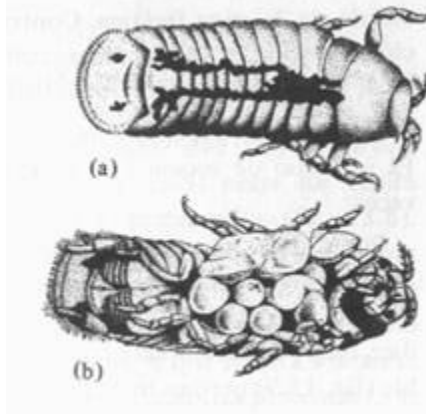
TIPO DE PILOTES SEGÚN MATERIAL

MADERA

Como se ha dicho, el pilote es el elemento más antiguo de todas las formas de transmisión de cargas al terreno. Inicialmente fueron troncos o estacas de madera introducidas al terreno para llegar a capas más profundas del terreno que las superficiales. Para su colocación se empleaban aparatos denominados martinetes o machinas, poco diferentes de los elementos actuales salvo por su fuerza motriz.

La antigüedad de este método es muy remota, siendo utilizada por los poblados de palafitos e incluso Vitrubio, en el año 59 de nuestra era, lo describe con precisión.

Actualmente los pilotes de madera se siguen utilizando llegando a capas de terreno inferiores al nivel freático, y el resultado ha sido muy satisfactorio como se demuestra en diversos monumentos de la antigüedad. En otros casos pueden ser destruidos por la putrefacción, ataque de insectos o animales perforadores.



Hoy en día se considera que los pilotes de madera únicamente pueden ofrecer resultados satisfactorios cuando se encuentran permanentemente sumergidos bajo la capa freática.

Otro peligro de los pilotes de madera es obviamente su combustibilidad, produciéndose en repetidas ocasiones el incendio de muelles de atraque.

Finalmente, otro inconveniente de los pilotes de madera es la limitada longitud que ofrecen. Los pilotes de madera son abundantes y económicos hasta una longitud de 5 [m]. Por encima de esta longitud el precio crece descaradamente y el empleo de pilotes de madera con longitud superior a 10 [m] no es recomendable salvo casos muy especiales. Otro factor desfavorable es el empalme de pilotes mediante pernos y placas, puesto que es inseguro y resulta poco práctico.

CONCRETO

Tras inventarse el concreto armado, se aplicó este nuevo material para fabricar pilotes, siendo inicialmente una imitación de los pilotes de madera. Hoy en día siguiendo esta misma filosofía existe una gran variedad de pilotes prefabricados llegando a dar casos de pilotes gigantescos, tubulares e incluso pretensados. Ocurre que la longitud del

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

pilote que quedará en el terreno nunca es conocida con exactitud, por lo que una vez puesto en obra, el pilote puede que tenga que ser descabezado en la parte sobrante o saliente. Esto no es posible en el caso de que el anclaje de las armaduras pretensadas se haya ejecutado en la cabeza del pilote. Una gran parte de los pilotes de concreto que se emplean actualmente son los pilotes colados in situ, efectuando una perforación en el terreno que se rellena con concreto fresco, y al ser el cemento un aglutinante hidráulico, el pilote fragua en el terreno.

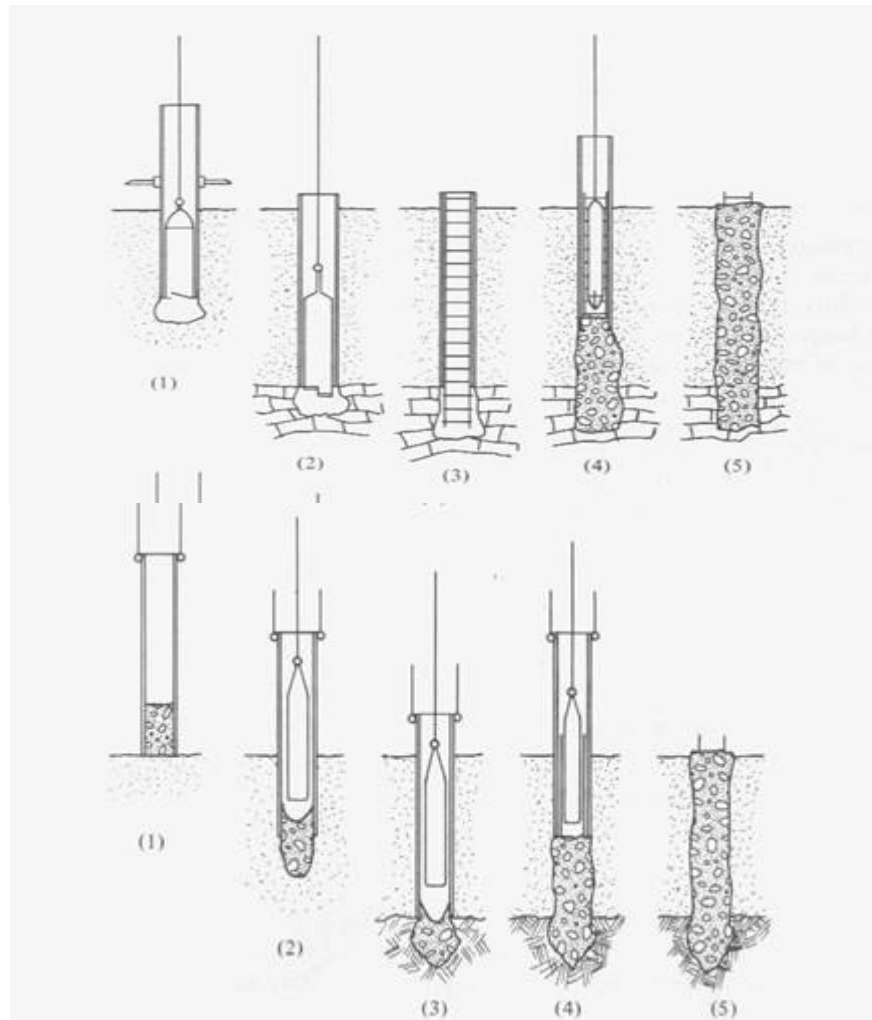


Fig. 15.9.-a) Construcción de un pilote por extracción, por el procedimiento Rodio original: 1: Hincarse de la tubería mediante extracción, con cucharita de válvula y giro de la tubería. 2: Penetración en roca, si procede, mediante trépano. 3: Colocación de la armadura. 4: Extracción progresiva de la tubería, y hormigonado con cucharita bivalva. 5: Pilote terminado. b) Construcción de un pilote in situ de desplazamiento con entibación recuperada, por el procedimiento Franki. 1: Presentación de la tubería y colocación de un tapón de hormigón seco en el fondo. 2: Hincarse de la tubería mediante golpeo de una maza sobre el tapón de hormigón. 3: Extrusión del tapón y formación del bulbo mediante adición de hormigón y apisonado. 4: Extracción progresiva de la tubería, con hormigonado y apisonado. 5: Pilote terminado.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

La elección de pilotes prefabricados o in situ se debe a la consideración de que la adecuación depende de las circunstancias de cada caso, influyendo el terreno, las cargas, y muchos otros factores técnicos, económicos, de organización, etc.

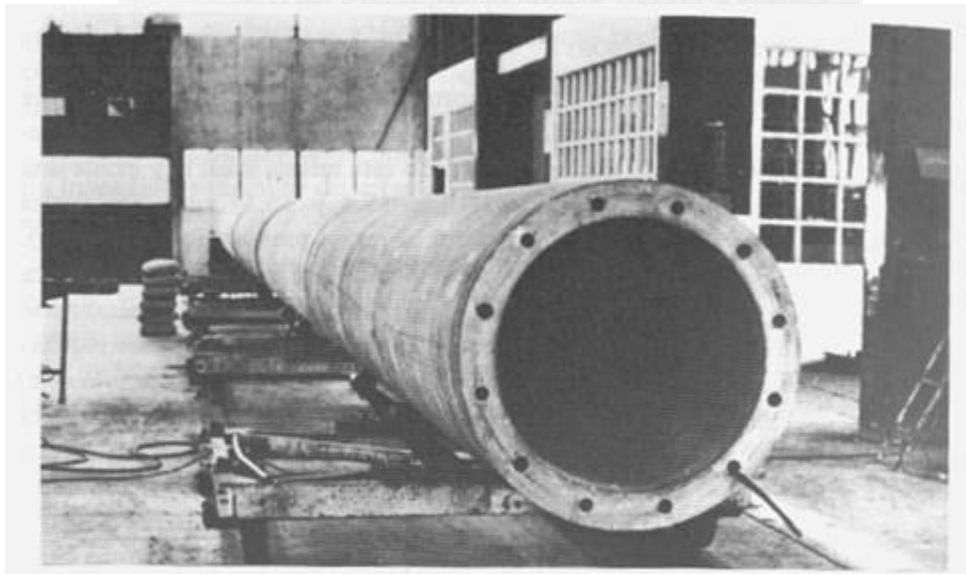
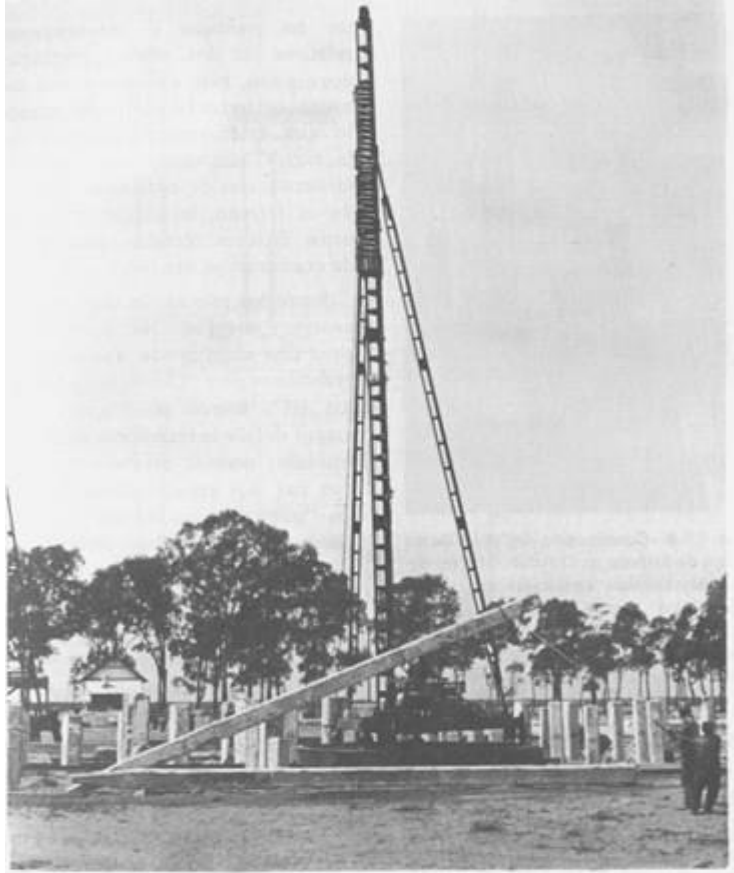


Fig. 15.5.-Pilote tubular de hormigón armado pretensado. (Cortesía de Entrecanales y Távora, S.A.).

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

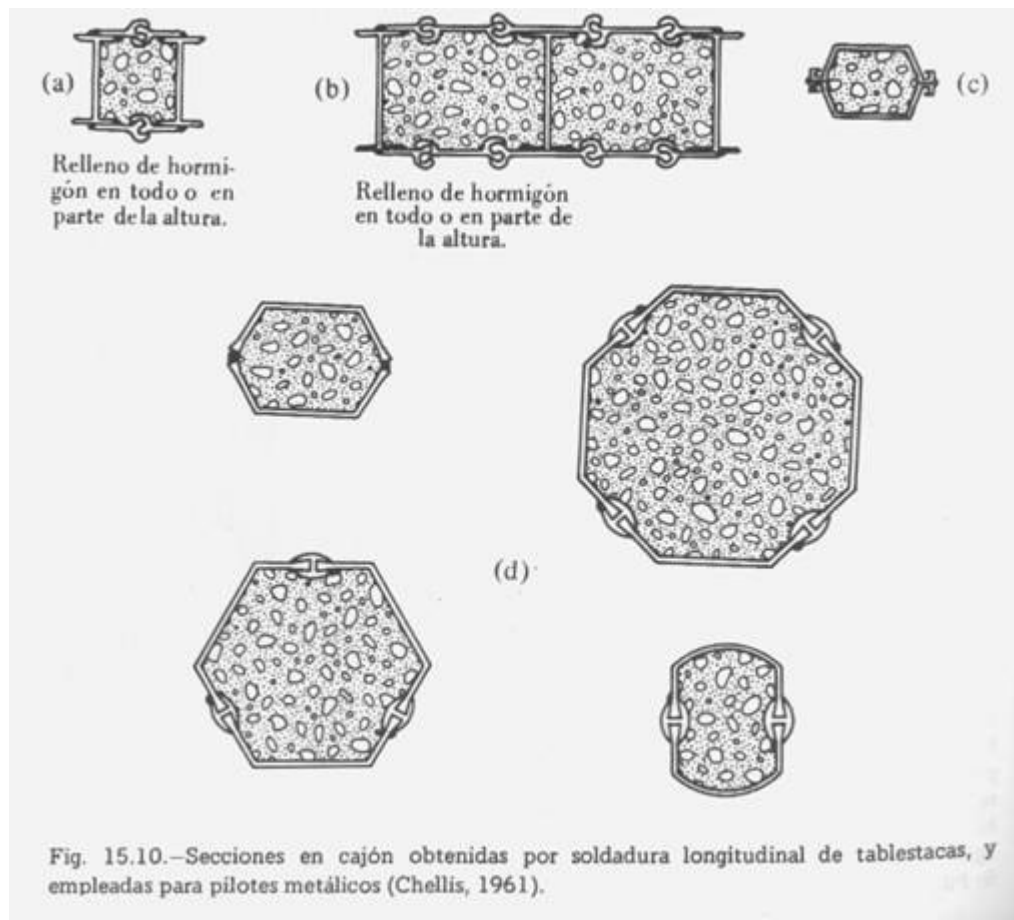


METÁLICOS

Particularmente para la hinca, el pilote metálico tiene ventajas, por su resistencia y, sobre todo, resiliencia, resistiendo golpes, lo que, a su vez, le permite atravesar bolos, capas de grava y aún estratos de roca floja. Por otra parte, pesa mucho menos que uno de concreto, para la misma resistencia, lo cual supone una ventaja de manejo y de hinca. Su gran desventaja es el costo y también en algunos casos la corrosión.

Los pilotes metálicos se constituyen muchas veces por perfiles H, solución muy socorrida para defensas de muelles, que han de soportar el impacto de los buques que atracan. Los pilotes tubulares resisten muy bien a la flexión, pero al mismo tiempo son muy flexibles, constituyendo así una defensa elástica que amortigua el golpe y evita todo daño al buque, si existe además un escudo apropiado. Son corrientes defensas de esta clase que toman flechas de cerca de dos metros al recibir el impacto.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”



Los pilotes de fundición, mucho más resistentes a la corrosión que los de acero, son a la vez mucho más frágiles para la hincada, por lo que el pilote típico de este material es el de rosca.

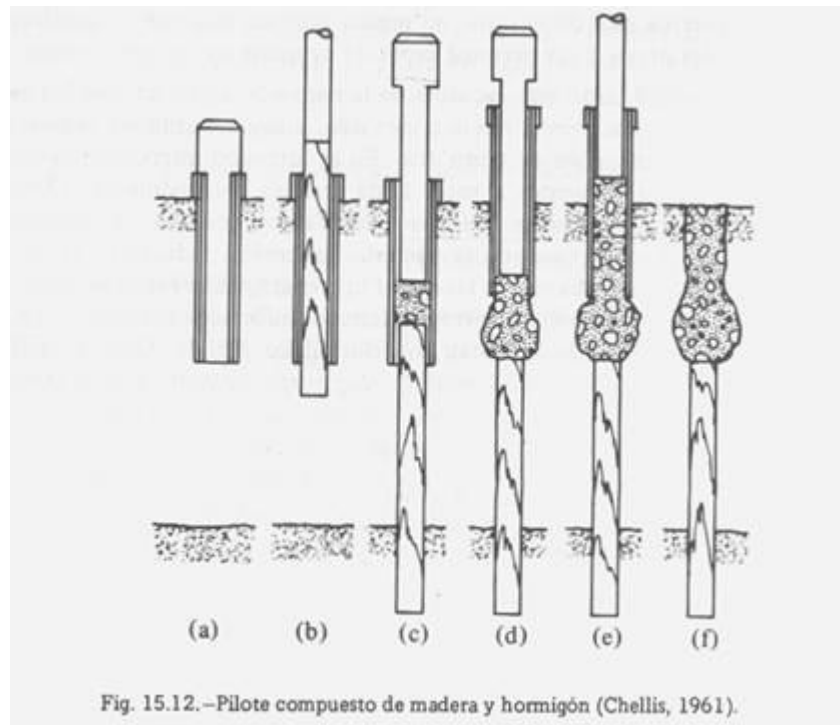
Los pilotes de acero pueden ser corroídos pero la experiencia demuestra que enterrados el peligro es menor de lo que pudiera suponerse. La velocidad a que el acero es atacado depende del potencial de polarización que marca la capacidad de ataque del suelo sobre el acero, por lo que de manera general, requieren de protección catódica. Por otra parte, también influye la conductividad del suelo. Si el suelo fuera aislante, pronto se produciría una polarización en la interfase que detendría el fenómeno.

MIXTOS Y COMPUESTOS

Existen posibilidades casi infinitas de combinar los distintos tipos expuestos. Por ejemplo, la circunstancia de que los pilotes de madera tan sólo se conserven bien bajo la capa freática ha hecho que existan muchos pilotes compuestos de un trozo de madera terminado con concreto en la parte sobre la capa freática.

Estas combinaciones están hoy en desuso. Los pilotes mixtos que se emplean con alguna amplitud son los de acero-concreto, ya que es frecuente rellenar los pilotes tubulares con concreto, y colocar incluso armaduras.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”



TIPO DE PILOTES SEGÚN TECNOLOGÍA

DESPLAZAMIENTO

Los pilotes de desplazamiento se diferencian según sean prefabricados o colados in situ.

PREFABRICADOS

Se colocan mediante hincas según diversas técnicas, siendo estas:

- Martillo: se utiliza la maza de caída libre
- Maza de vapor
- Maza de aire comprimido
- Maza hidráulica
- Maza diesel

VIBRADOR

- Presión: se emplean gatos para su puesta en obra
- Asistida: con agua, con aire o con agua y aire

IN SITU

Para el colado de pilotes in situ se requiere introducir el tapón, el cual puede ser de concreto o de grava y se utiliza el pistón o el vibrador. La forma de introducir el tapón es mediante empuje.

Asimismo se requiere introducir una tubería para colocar el pilote, la cual puede ser cilíndrica o cónica.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

PILOTES DE EXTRACCIÓN

Se distinguen los pilotes de extracción según los de excavación o los de perforación.

EXCAVACIÓN

Cuando el terreno es malo, más caro resulta el ejecutar el pilote. Se utilizan métodos de ademes permanentes, ademes provisionales con bentonita y en seco.

Cuando el terreno es mejor, resulta más económica la colocación y la metodología utilizada es la hélice.

PERFORACIÓN

Para la perforación se utiliza la percusión, rotación, la cuchara, la retropercusión, la sonda y la hélice.

RESISTENCIA DE UN PILOTE AISLADO

CONTRIBUCIÓN POR FUSTE

Se basa en la fricción entre el terreno y el pilote. Es un comportamiento de tensión tangencial versus desplazamiento relativo que puede tener términos friccionantes o de adherencia.

$$P = \int \tau dA$$

CONTRIBUCIÓN POR PUNTA

Se basa en el apoyo normal en capas inferiores normalmente más resistentes ya sea por naturaleza diferente como por mayor confinamiento.

$$P = \int \sigma_n dA_p$$

Una componente (cualquiera de ellas) puede ser muy superior a la otra. El fuste puede actuar en contra, es decir, en lugar de resistir se apoya. Con esto, la resistencia total del pilote será la suma de su resistencia por punta mas su resistencia por fuste. El valor neto será la suma de ambas resistencias menos el peso del pilote.

Los métodos de cálculo son los siguientes:

- Directos
- Indirectos
- Penetrómetro dinámico
- Penetrómetro estático
- Hinca
- Pruebas de hinca

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

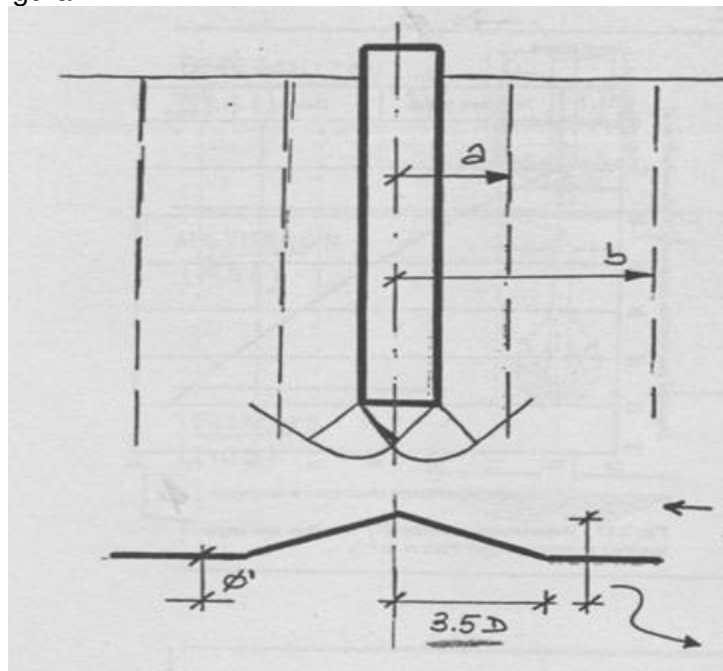
EFFECTOS DE SU EJECUCIÓN: HINCA Y PERFORACIÓN

Para los pilotes de desplazamiento o hincados, su proceso de ejecución se caracteriza porque se instala en el terreno desplazando en el terreno un volumen de suelo equivalente. Primero el terreno sube, pero luego solo se comprime.

Se caracterizan por:

- Fuerte fricción suelo-pilote (el pilote queda fuertemente confinado)
- Alteración del suelo: en general mejora por compresión del terreno
- Rara reducir el coste de hinka puede interesar que el pilote sea liso

Se distinguen dos zonas en las inmediaciones del pilote, que son la zona *a* y la zona *b* según la figura



En la zona *a*, se produce un corte más remoldeo del terreno y bajo la punta del pilote se producirá la plastificación total del terreno. La zona *a*, medida desde el eje del pilote según un eje radial será de 3 a 4 diámetros en el caso de arena suelta, y de 2 diámetros en el caso de terreno arcilloso.

En la zona *b* se producirá la compactación del suelo. Esta mide al igual que la zona *a*, siendo su valor de 7 a 10 diámetros en caso de arenas y de 4 diámetros para el caso de terreno arcilloso.

Para considerar el efecto de la hinka en el cálculo, el autor Kishida propone que la compactación bajo la punta puede evaluarse según un crecimiento lineal del ángulo de fricción en las inmediaciones de 3,5 diámetros medidos desde el eje del pilote, siendo el valor máximo el siguiente:

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

$$\phi^* = 20 + \phi'$$

y su valor mínimo sería ϕ'

Respecto a los pilotes de extracción, se excava previamente el terreno donde se va a instalar el pilote. A continuación se coloca el pilote.

Se caracterizan por:

- Débil fricción suelo - pilote debido a la débil tensión normal
- Interesa que el pilote sea rugoso para mejorar la contribución por fuste

En los pilotes perforados, se produce una reducción del ángulo de fricción efectivo. Según el autor Poulos (1980) se puede asumir la siguiente fórmula:

$$\phi^* = \phi' - 3$$

RELACIÓN DEL ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON EL SPT Y EL PENETRÓMETRO ESTÁTICO

Para arenas, según los valores del SPT la relación con el ángulo de rozamiento viene dada según la siguiente gráfica:

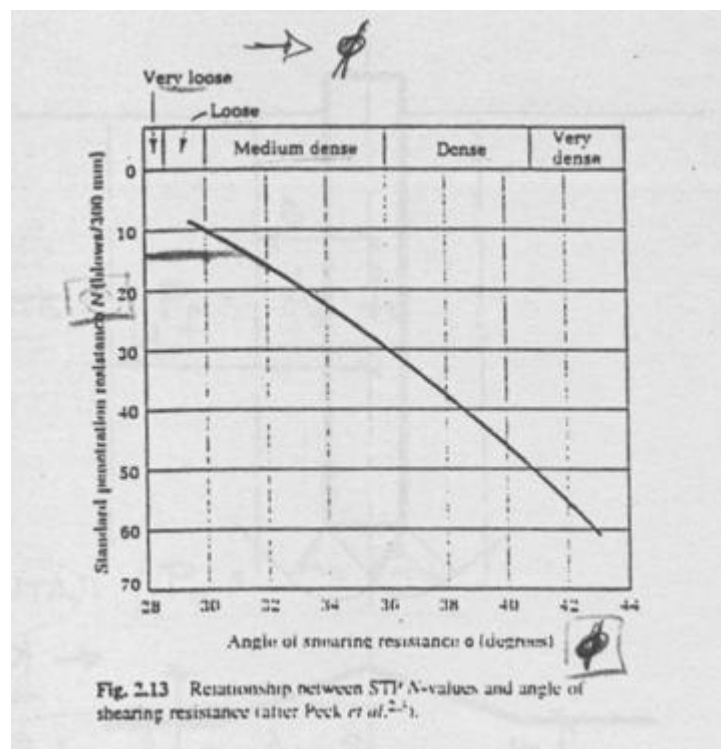
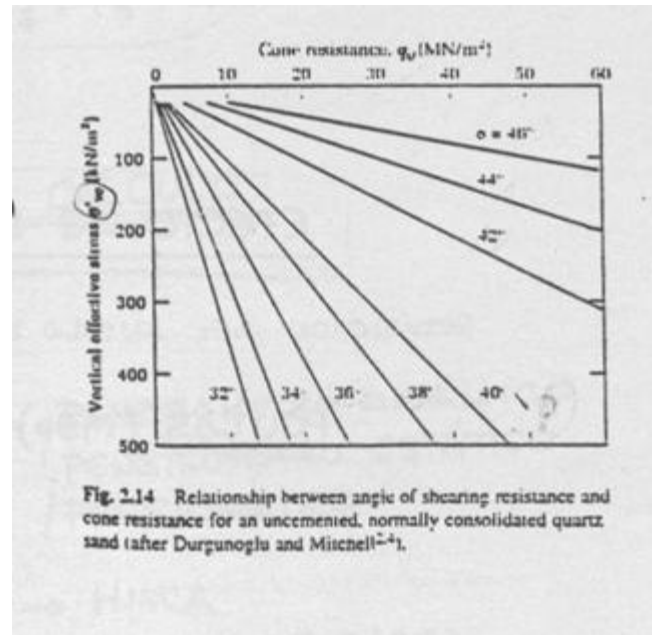


Fig. 2.13 Relationship between SPT N-values and angle of shearing resistance (after Peck *et al.*, 1974).

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

En función de la resistencia por la base de un penetrómetro estático, se tiene la siguiente gráfica:

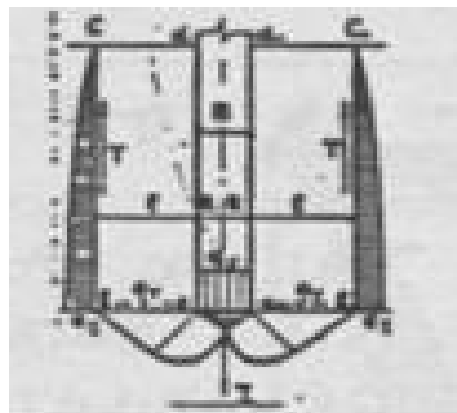


RESISTENCIA POR PUNTA SEGÚN AUTORES. CONSIDERACIONES DEL MECANISMO DE RUPTURA

Para la determinación de la resistencia por punta de un pilote aislado, se pueden emplear distintas fórmulas generales, las cuales se diferencian en el mecanismo de ruptura considerado:

Berezantzev (1961): Este autor postuló un mecanismo plástico bajo la punta, y hace levantarse un “silo” de suelo concéntrico con el pilote, que moviliza resistencias al corte en la pared de dicho “silo”

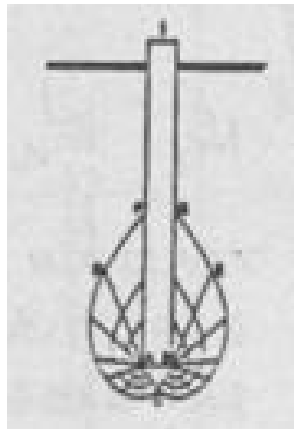
$$q_u = B_k \alpha_s \gamma D + A_k \gamma B$$



CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

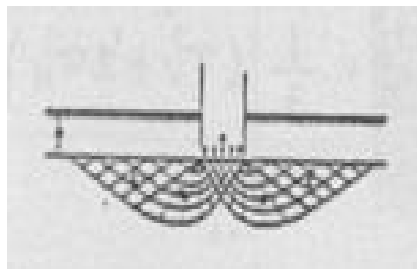
Meyerhof (1951): Estableció una teoría general de la capacidad portante de cimentaciones superficiales, intermedias o profundas, en las que hace intervenir a todo el suelo.

$$q_u = c * N_c + K * \gamma * D * N_q + \gamma * B / 2 * N_\gamma$$



Terzaghi (1943): Supone una rotura tipo zapata a la cota de la base del pilote. El terreno superior no contribuiría más que como peso.

$$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma * D * N_q + 0,6 * 3 / 2 * \gamma * N_\gamma$$



Llegados a este punto, las fórmulas a utilizar según los distintos autores para arenas ($c=0$) o para arcillas ($\phi=0$) vienen en el siguiente cuadro:

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

	Arenas $c=0$	Arcillas $\phi=0$
Berezantzev	$q_u = B_k \alpha_t \gamma D$	
Meyerhoff	$q_u = K * \gamma * D * N_q$	$q_u = c * N_c + K * \gamma * D$
Terzaghi	$q_u = \gamma * D * N_q$	$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma * D$

De las formulaciones anteriores, la de Berezantzev es la mas utilizada para suelos granulares, siendo las de Meyerhoff y las de Terzaghi las más utilizadas para terrenos cohesivos. Cabe resaltar que en todas las fórmulas, q_u siempre es proporcional a la profundidad del pilote D.

**RESISTENCIA POR PUNTA EN ARENAS SEGÚN PILOTES CORTOS O LARGOS.
FÓRMULA DE BEREZANTSEV.**

Para el caso de pilotes cortos, esto es, aquellos en los que $D/B=5$, la formulación a utilizar sería la siguiente:

$$q_u = N_q * \sigma_v'$$

donde:

σ_v' es la tensión vertical efectiva a la cota de la base del pilote

Para el caso de pilotes largos, esto es, aquellos en los que $D/B=70$, la formulación a utilizar sería la siguiente:

$$q_u = N_q * \sigma_n'$$

donde:

σ_n' es la tensión normal media efectiva a la cota de la base del pilote

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

RESISTENCIA POR PUNTA SEGÚN LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN

SPT

Según el tipo de terreno en el que se encuentre el pilote se aplican las siguientes relaciones:

- Arena media → $q_c=0,4N$ MPa
- Limo → $q_c=0,2N$ MPa
- Grava → $q_c=0,5N$ MPa
- Arcillas → No aplicable

ESTÁTICO

Al igual que en el dinámico, se tienen las siguientes relaciones:

- Arena → $q_c=R_p$ si $B<0,5$ m
 $q_c=0,5R_p$ si $B=2$ m
- Arcilla → $q_c=0,6R_p=0,6*15c=9c$ en pilotes
 $q_c=0,45R_p=7c$ en pantallas
- Gravas → No aplicable

RESISTENCIA POR FUSTE SEGÚN ENSAYOS DE PENETRACIÓN

Los valores a adoptar para la estimación de la resistencia por el fuste en función de los ensayos de penetración son los siguientes:

		valores		
		qu/fu	qu (Mpa) / N	fu (kg/cm ²) / N
Meyerhoff	arena	200	0.4	1/50
TH/MCV	arena	200	0.4	1/50
	limo	160	0.25	1/60
Vesic	limo flojo	45		
	arena densa	150		
NTE	arena			1/16 a 1/40
	grava	200-120		

VIBROFLOTACIÓN Y VIBROSUSTITUCIÓN

GENERALIDADES

Cuando se habla de suelos no resistentes o deformables, se puede resolver el problema mediante fundación profunda (pilotes), o bien sencillamente mejorando las propiedades geotécnicas del subsuelo para permitir una fundación directa.

La elección del método apropiado en cada caso depende de los siguientes factores:

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

1. Tipo y uso de estructura
2. Condiciones del suelo de fundación (resistencia, deformación, potencial licuación, etc.)
3. Vecinos
4. Plazos
5. Costos

En caso de decidirse por un mejoramiento de suelos, el tipo de tratamiento a realizar se decide en función de las dimensiones y tipo de estructura a fundar. Por ejemplo se deberán alcanzar requerimientos muy diferentes para fundar presas, las cuales solicitan fuertemente el suelo hasta en capas profundas, que para carreteras, donde generalmente basta un tratamiento superficial.

MEJORAMIENTO DE SUELOS

PILOTAJE

Generalmente resulta la mejor solución técnico-económica en caso de:

1. Cargas superficiales (carreteras, presas, losas de fundación, tanques, plantas industriales, etc.)
2. Cargas puntuales (pilares, mástiles, pilas de puentes, edificios en general)
3. Espesor bajo de la capa no resistente a tratar (generalmente)
4. Capas no resistentes de gran profundidad
5. Nivel freático profundo
6. Nivel freático superficial
7. Construcciones no sensibles a asentamientos
8. Construcciones sensibles a asentamientos

VIBROFLOTACIÓN

Método de mejoramiento de suelos granulares (arenas o gravas) con un contenido de finos (porción que pasa el tamiz # 200) inferior a un 15 a 20 %. El método consiste en introducir un tubo por vibración horizontal en el terreno granular. La vibración induce un reacondicionamiento de los granos del suelo, aumentando la densidad.

Este tratamiento se realiza por puntos formando una malla generalmente triangular, de forma que el radio de acción de cada punto alcance para tratar toda la masa de suelo.

El procedimiento se lleva a cabo mediante un vibrador alojado en la punta inferior de un tubo de diámetro 30 a 40 cm, el cual pende de una grúa. Este vibrador funciona mediante un excéntrico que rota a altas rpm accionado eléctrica o hidráulicamente. Se alcanzan amplitudes de vibración desde 5 a 40 [mm] y frecuencias de 1800 a 3000 rpm. Suplementariamente a la vibración, su efecto se refuerza mediante aletas en la punta y la inyección de agua con alto caudal (hasta 30 litros por segundo) y presión máxima de 10 bares.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

La secuencia de ejecución es la siguiente:

1. Hinca del vibrador hasta la profundidad máxima del tratamiento
2. Compactación por retiro en etapas del vibrador
3. Relleno con material de aporte (puede ser el mismo del sitio tratado o externo)
4. Repetición de las tareas 1 a 3 en todos los puntos de la malla seleccionada
5. Compactación superficial sobre todo el terreno tratado

VIBROSUSTITUCIÓN

Cuando el terreno a mejorar está compuesto por suelos finos (cohesivos), entonces no es posible lograr la compactación por efecto de la vibración, cambiando la forma de realizar el trabajo conceptualmente. Este es el campo de aplicación de la vibrosustitución. En este caso se utiliza la vibración con inyección en la hincas para llegar hasta la profundidad máxima.

Luego se rellena con material de aporte (siempre externo) consistente en grava de tamaños en el rango 2 a 80 mm. Durante la extracción se va agregando la grava desde la boca del pozo. El vibrador la va compactando y con su peso presionándola contra el terreno cohesivo, logrando así insertar en el terreno blando una columna de grava compactada.

Las columnas de grava se construyen también formando mallas en planta (triangulares generalmente) y se comportan como pilotes compuestos por un material granular de alta resistencia al corte confinado en una masa de suelo cohesivo. Este tratamiento es particularmente interesante en el caso de arenas finas limosas con alto potencial de licuefacción, ya que además de aumentarse la resistencia al corte fuertemente por la inclusión de las columnas de grava, se obtienen elementos verticales que sirven para disipar las presiones de poros que pueden originar licuefacción por sismo.

RANGOS Y DATOS IMPORTANTES PARA LA APLICACIÓN DE AMBOS MÉTODOS

VIBROFLOTACION

Mejoras típicas en depósitos granulares sueltos:

1. El módulo de deformación es aumentado en más de tres veces
2. La permeabilidad se reduce en un factor 10 o más
3. El ángulo de fricción se incrementa al menos en 5°

VENTAJAS

1. A diferencia de la compactación dinámica, la vibroflotación funciona bien en caso de niveles freáticos altos
2. El plazo de ejecución es mucho más breve que cualquier otro método de mejora del suelo
3. No es necesario realizar cambios de suelos con los inconvenientes ambientales que ello implica
4. La vibroflotación se puede usar sin problemas al lado de estructuras existentes

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

5. No produce ondas dinámicas que pueden provocar daños en estructuras cercanas como en el caso de la compactación dinámica

DATOS GEOMÉTRICOS Y RENDIMIENTOS

La distancia entre puntos de la malla es de 2.50 a 4.50 [m] en general, debiendo ser decidido por el contratista especializado, la inspección o mecánico de suelos con base en los resultados de una cancha de pruebas previa. Es posible tratar depósitos de espesores de hasta 30 [m] normalmente. De todas formas el récord mundial a la fecha es de 58 [m] de profundidad.

El rendimiento diario es de aprox. 250 [m] de columna tratada por turno-equipos de trabajo.

La calidad del tratamiento se controla generalmente mediante sondeos (SPT, CPT) o medición in situ de la densidad y deformabilidad del terreno. Un control empírico también se realiza mediante el registro de los parámetros de ejecución: consumo de material de aporte, hundimiento del cráter en cada punto, energía consumida por el vibrador, etc.

VIBROSUSTITUCIÓN

Mejoras Típicas:

1. El módulo de deformación es aumentado en dos a tres veces.

VENTAJAS

Idénticas a la Vibroflotación

DATOS GEOMÉTRICOS Y RENDIMIENTOS

La distancia entre puntos de la malla es de 1.60 a 3.00 [m] en general, debiendo ser decidido por el contratista especializado, la inspección o mecánico de suelos con base en los resultados de una cancha de pruebas previa. Es posible tratar depósitos de espesores de hasta 10 [m] normalmente. Se han ejecutado casos de hasta 20[m].

El rendimiento diario es de aprox. 150 [m] de columna de grava por turno-equipos de trabajo.

La calidad del tratamiento se controla generalmente mediante ensayos de carga sobre columnas aisladas o grupo de columnas. Un control empírico también se realiza mediante el registro de los parámetros de ejecución: consumo de material de aporte, hundimiento del cráter en cada punto, energía consumida por el vibrador, etc.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

“Estado del Arte”

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS EN ARENAS

Los métodos que se aplican con más frecuencia para calcular los asentamientos de cimentación apoyados en suelos sin cohesión, con cierto drenaje libre, por lo general se emplean relaciones empíricas entre las observaciones en campo y las pruebas in situ. Las pruebas correlativas más importantes son las de placa de apoyo (PLT), de resistencia a la penetración de cono (CPT) y la prueba estándar de resistencia a la penetración (SPT). Sin embargo, estas pruebas se desarrollan a partir de datos básicos que contienen una cantidad de variables que no se consideran en las correlaciones y, por consiguiente, se deben aplicar con precaución.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Una posible excepción, puede ser para el análisis de asentamiento de cimentaciones soportadas por relleno compactado. Bajo estas circunstancias, las pruebas de consolidación y trayectoria de esfuerzos, y las pruebas triaxiales de corte de los materiales del relleno, pueden ser apropiadas para obtener parámetros para la aplicación de los análisis de asentamiento para suelos cohesivos.

COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

Se puede generalizar que la isla de Cancún es una secuencia de calcarenitas, con ocasionales lentes interestratificados de caliza blanda; esta formación descansa sobre las calizas marinas masivas, que afloran en la punta de Cancún. En la parte interior lagunar de la isla, las calcarenitas están cubiertas por los suelos blandos y turbas; en cambio en la playa sobreyacen a las calcarenitas, las dunas de arena suelta o bien cementada en forma de lajas. Estos suelos de cobertura tienen un espesor de 3 a 6 [m] en las playas del Mar Caribe y fácilmente alcanzan los 10 [m] en las zonas bajas con turba.

En cuanto a la secuencia de calcarenita, se puede decir que se presenta en estratos de arena de dureza y cementación variable, encontrándose desde casi suelta a muy cementada; por su parte, los lentes de caliza aparecen intercalados, en estratos de unos 30 [cm] de espesor y se les puede describir como una roca blanda de partículas muy finas. En la zona oriente de la población de Cancún aflora uno de estos estratos de caliza, que localmente se conoce como la “laja-duna”, porque cubre otros estratos de arena pobremente cementada. Alejándose de la playa se encuentra el “Shascab”, como una caliza blanda con abundante contenido de carbonato de calcio de los microorganismos que la formaron.

La exploración geotécnica en la isla de Cancún, en general se ha realizado con sondeos de penetración estándar, obteniéndose información incierta; también se suele recurrir al muestreo con barril de diamante, consiguiéndose resultados todavía más confusos.

Es interesante mencionar que los sondeos profundos realizados en Cancún, solo se han encontrado pequeñas cavidades, en ningún caso se han detectado cavernas o cenotes, como los del interior de la península.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Esto se debe a que en las calcarenitas no se ha desarrollado el fenómeno de disolución, porque no existen las condiciones hidráulicas que lo provoquen; por su parte, las calizas duras del basamento de la isla de Cancún, seguramente están afectadas por la karsticidad desarrollada en los períodos de glaciación, en los que el mar descendió hasta 90 [m] respecto a su posición actual; pero lo más probable es que esas cavernas estén rellenas de arena.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Sorprendentemente varios hoteles ubicados en las playas del Mar Caribe están cimentados superficialmente, considerando que al hacerlo a 3 ó 4 [m] s.n.m.m, quedaron protegidos de los efectos del oleaje y que en todo caso, un simple muro de concreto con relleno granular, era suficiente para defenderse del oleaje y que esta solución se podía aprovechar para formar las plataformas donde se instalaron muchas piscinas y servicios de playa para los turistas.

El fenómeno de erosión de arenas ocasionó el colapso de dos estructuras, una en la playa del Mar Caribe y otra en el Puerto Juárez; en ambos casos, las estructuras fueron audazmente cimentadas sobre arena suelta. Estos dos casos demuestran la necesidad de imponer criterios más racionales de cimentación de estructuras costeras.

En la playa de Bahía de Mujeres, sólo ocurrió un caso de erosión bajo una cimentación; parece evidente que la presencia de un barco encallado junto a la estructura indujo la condición de turbulencia que erosionó a la arena.

CIMENTACIONES CON PILAS O PILOTES

Las cimentaciones de numerosos hoteles y estructuras de servicio están resueltas con pilas o pilotes, usualmente apoyados en la frontera superior de las calcarenitas; el comportamiento de todas esas cimentaciones fue satisfactorio, aunque algunas de ellas quedaron expuestas, que corresponde a una cimentación con pilas colocadas el lugar. Es interesante observar que en el contacto del concreto de la pila con la calcarenita, queda una zona perimetral de arena poco cementada de 5 a 8 [cm] de espesor, la cual se formó con el lodo bentonítico de perforación; este efecto reduce la capacidad de fricción que podrá desarrollar la pila.

MUROS DE CONTENCIÓN

Estos elementos estructurales fueron los más afectados por el Huracán Gilberto, en las playas del Mar Caribe, se pudieron observar todos los tipos de fallas posibles, tanto estructurales como de cimentación. Se puede generalizar que esto fue la consecuencia de la pobreza de sus diseños y procedimientos de construcción. Es importante mencionar que la falla de estos elementos, abrió el camino a la erosión de las arenas, con las que usualmente se relleno atrás de los muros; provocando el colapso de varias piscinas, de las instalaciones construidas sobre las plataformas, así como de construcciones inmediatas a la playa.

Es evidente que en el diseño de estos muros fallados, no se consideró el empuje hidrostático del agua de la marea extraordinaria, ni tampoco se evaluó la acción del oleaje.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS Y MUROS

Las estructuras ubicadas frente al mar o en posibles cauces de agua, deberán estar cimentadas sobre pilotes o pilas capaces de soportar el fenómeno de erosión de las arenas superficiales y soportar las condiciones dinámicas provocadas por el huracán.

En el caso particular de los muros de contención, que constituyen la primera barrera de protección de estructuras cimentadas por superficie, se propone que se adopte el siguiente criterio de reparación:

1. Que el muro esté apoyado en pilotes de anclaje, colocados en el lugar, para garantizar su adherencia a la calcarenita
2. Que el relleno esté constituido por material con cierta cohesión; podría utilizarse shascab con un 4 a 5 % de cemento
3. Que las estructuras cuya cimentación se erosionó, se recimenten con mampostería desplantada sobre la calcarenita, cuidando de eliminar los bloques sueltos

MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS

Los suelos para cimentaciones pueden mejorarse para obtener ciertas características. El costo relativo de las alternativas dictará si se deben hacer o no.

Investigaciones de las condiciones de las condiciones del suelo y del agua superficial y subterránea en un sitio, indicarán si se requiere mejorar o estabilizar el suelo.

La estabilización del suelo puede aumentar la resistencia, incrementar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad, mejorar la estabilidad o disminuir el levantamiento debido a heladas o hinchamientos. Las principales técnicas utilizadas son:

1. rellenos reconstruidos
2. reemplazo de suelos indeseables
3. sobrecargas
4. refuerzos
5. estabilización mecánica
6. estabilización térmica
7. estabilización química

ESTABILIZACIÓN MECÁNICA DE LOS SUELOS

Comprende una variedad de técnicas para redistribuir, añadir o remover partículas del suelo. El objetivo casi siempre radica en aumentar la densidad del suelo, disminuir el contenido de agua o mejorar su clasificación. Las partículas se pueden redistribuir al mezclar las capas de un suelo estratificado, al remodelar un suelo no perturbado o al aumentar la densidad de un suelo. Algunas veces se puede obtener el mejoramiento deseado con drenaje; sin embargo, con frecuencia se necesita una operación de compactación, además del control del agua.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

INVESTIGACIÓN DE CAVIDADES

La forma de investigar cavidades subterráneas ha ido variando con el tiempo, en función de los avances de la técnica, con objeto de obtener la misma o mejor información a menores costos. Por tanto, los métodos de exploración que se expondrán, son los que resultan más usuales.

En el estado actual del avance de la técnica, el problema de la detección de cavidades dista mucho de estar totalmente resuelto, y no existe un método único, eficaz y seguro para este fin. Por tanto, todos los métodos por abordar, poseen ciertas limitaciones, propias; sí como ventajas.

La gran variación de los problemas a resolver en la práctica, implica, en general, que el problema debe ser atacado en etapas sucesivas, en las cuales podrá usarse uno o la combinación de dos o más métodos de exploración. En el momento en que todas las cavernas sean localizadas y definidas, o bien que se tenga la certeza de que no existen, la exploración de cavidades se podrá considerar terminada, procediéndose entonces a los estudios pertinentes para determinar el tipo y las características de las cimentaciones que convienen.

RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL

La fase inicial de cualquier estudio del subsuelo debe consistir en un reconocimiento superficial del área donde se localiza el predio que interese. Cuando este reconocimiento es realizado con el alcance y cuidado debidos, es de gran ayuda para definir el problema y programar las etapas subsecuentes de exploración de cavidades, en el caso de que estas se requieran. Por tanto, no se exagera al considerar esta primera etapa de trabajo como la base en que debe apoyarse todo estudio.

La demarcación del área del conocimiento constituye otro aspecto importante. Sobre este particular es difícil emitir normas o lineamientos, aún generales, ya que depende fundamentalmente de las condiciones específicas de cada sitio, así, pues dependerá de la experiencia del ingeniero encargado.

Es aconsejable desde luego, que se delimite en forma preeliminar a partir de un recorrido rápido y somero de la zona, afinándose después su extensión conforme se avanza en el reconocimiento.

Es obvio que dicha área siempre será mayor que el predio en estudio, y que resulta criterio sano definirla en exceso y no en defecto, máxime si se considera que muchas cavernas tienen desarrollos largos y difíciles de prever.

Al inspeccionar las laderas de barrancas y cortes, deberá observarse la presencia de capas de arena, grava y otro tipo de materiales, que fueron o pudieron haber sido objeto de explotación subterránea o de erosión por arrastre, anotando su número, espesor medio y profundidad aproximada respecto a la superficie del terreno.

Otro aspecto importante del reconocimiento es el examen de evidencias superficiales de colapso o situación precaria de bóvedas de cavernas.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Estas evidencias pueden ser hundimientos y grietas del terreno, así como daños que acusen las construcciones existentes.

A manera de antecedentes e información complementaria, deben recabarse datos entre los habitantes del lugar, sobre la existencia de cavernas en el área, procurando obtenerlos de las personas que tengan más tiempo viviendo en este sitio, y que sean más o menos confiables. Igualmente útil puede resultar la interpretación de fotografías aéreas antiguas de la zona.

Se recomienda que los resultados y observaciones del reconocimiento se presenten en un reporte escrito, que incluya un croquis del área en el que se marque la posición relativa al predio, barrancas y cortes, así como cavernas, hundimientos, grietas, etc. Es conveniente que anexo al reporte se incluya un informe fotográfico, en el que se ilustren las condiciones y peculiaridades del área.

Cuando del reconocimiento se concluya categóricamente que bajo el predio que interesa no existen cavernas, el estudio se terminará en esta etapa. En caso contrario, deberá procederse a una segunda fase de exploración.

EXPLORACIÓN DE CAVIDADES

Si el reconocimiento superficial previo indica la existencia dudosa o comprobada de cavernas en el área, se llevará a cabo su exploración aplicando uno o la combinación de los siguientes métodos. Cabe señalar que esta clasificación se propone exclusivamente para efectos de exploración de cavidades.

1. Directos: basados en observaciones y mediciones hechas desde el interior de las cavidades, o bien en excavaciones o perforaciones de tamaño tal que en ellas penetre un hombre
2. Semidirectos: consistentes en sondeos de diámetros convencionales, efectuados desde la superficie del terreno, incluyendo las mediciones y observaciones hechas en ellos a partir de esta superficie
3. Indirectos: apoyados en procedimientos geofísicos, aplicados también desde la superficie o en el interior de sondeos

El éxito de un estudio de este tipo va a depender, en gran parte, del enfoque que se le dé en el momento del reconocimiento previo del área. En efecto, es al principio cuando se van a plantear los diferentes caminos a seguir en el desarrollo futuro de la investigación.

Es en el momento del reconocimiento previo que se debe analizar, además del aspecto técnico, el económico en el sentido siguiente: “que no se considera criterio sano que por falsa economía, se eviten o se limiten los estudios indispensables”.

Debe indicarse que tampoco es deseable realizar una serie de estudios por el hecho de hacerlos, sin preocuparse si son necesarios y adecuados o no.

La responsabilidad de un estudio de esta naturaleza implica no solo tener los conocimientos necesarios, sino una sólida experiencia que permita aplicarlos, ya en la práctica, en la forma más adecuada a los distintos casos que se presenten.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Para resolver el problema de cimentaciones en terrenos con presencia de cavernas, se han aplicado diversos procedimientos, de acuerdo a las condiciones propias de cada caso y a las posibilidades y criterio de quienes lo han hecho, siempre proporcionando las condiciones de seguridad, economía y funcionalidad, tratándose a continuación:

1. Relleno de cavidades e inyección: consiste en llenar ordenadamente las cavidades, empleando el material más económico disponible en el lugar, pero de resistencia adecuada, su objetivo principal es reponer a la masa de suelo la continuidad y resistencia que tenía

Es claro que la meta ideal mencionada es susceptible de adaptarse a la economía y seguridad que deben alcanzarse en cada obra. En terrenos destinados a jardines, campos deportivo y vías públicas, los requerimientos de estabilidad en el subsuelo son menores que en las zonas habitacionales.

2. Excavación y relleno compactado: una de las medidas aplicadas para regenerar terrenos cavernosos, consiste en derrumbar los techos de las cavidades y rellenar el espacio comprendido entre el piso de ellas y la superficie del terreno, empleando material compactado; sin embargo, se tiene conocimiento de un buen número de casos, en los que la solución no resultó apropiada por deficiencias de los procedimientos constructivos, lo que dio lugar a mal comportamiento de las cimentaciones apoyadas en estos rellenos. Por este motivo conviene tratar la solución con mayor detalle
3. Refuerzo de techos y protección contra el intemperismo: cuando se trata de galerías angostas o salones sostenidos por pilares del mismo material, se ha optado por reforzar la bóveda mediante uno o varios arcos de concreto reforzado, o mediante muros de mampostería combinados con un recubrimiento para prevenir la intemperización y erosión de paredes y techos de las galerías
4. Cimentaciones profundas: se han utilizado en terrenos cavernosos, desplantándolos en un estrato competente localizado bajo el piso de cavidades y rellenos en edificaciones con altas descargas al subsuelo en las que la relación costo vs. costo total es baja, o cualquiera que sea cuando la construcción en un determinado predio es obligada y no es factible la aplicación de uno de los procedimientos anteriores, el uso de cimientos profundos exige un conocimiento detallado de la geometría y estado de las cavidades, así como de la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo

La marcada influencia que tiene la ruptura de los granos que componen al suelo en la compresibilidad y la resistencia a l corte, en general no se toma en cuenta para la proyección de las cimentaciones, bajo el criterio del Ing. Raúl J. Marsal.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

“Aspectos Teóricos”

CONSIDERACIONES DE MECÁNICA DE LOS MEDIOS CONTINUOS

Cuando el conocimiento de las propiedades esfuerzo – deformación de los suelos está orientado a llevar a cabo el análisis dinámico, estático y de las condiciones de falla de las estructuras en que participan, dicho análisis se formula en términos de mecánica de los medios continuos. De acuerdo con esa teoría, el suelo se considera como medio continuo y sus propiedades esfuerzo – deformación se incorporan mediante ecuaciones constitutivas.

Se entiende por ecuación constitutiva una relación que permite determinar los esfuerzos cuando las deformaciones son conocidas o, inversamente, determinar las deformaciones cuando los esfuerzos son conocidos. El punto de vista adoptado en mecánica de los medios continuos en relación con las ecuaciones constitutivas, es puramente fenomenológico; es decir, no interesa establecer un análisis a escala atómica o microscópica de las causas que provocan los esfuerzos al producirse una deformación, sino tan solo conocer la magnitud y orientación de los esfuerzos debidos a las diferentes deformaciones posibles, lo cual habitualmente se logra por ensayos experimentales de laboratorio que permite ajustar los parámetros correspondientes a los diferentes tipos de ecuaciones constitutivas.

Estrictamente, desde el punto de vista de la mecánica de los medios continuos, los suelos deben ser considerados como mezclas, no tanto porque sus componentes sólidos no sean homogéneos, sino principalmente por la presencia de una fase líquida o gaseosa que ocupa los poros de su componente sólido. Aunque en mecánica de los medios continuos se ha desarrollado una teoría de mezclas, hasta ahora no se ha empleado en Mecánica de Suelos, probablemente porque se orienta principalmente a explicar los fenómenos que ocurren en mezclas químicas.

ARENAS

El problema más importante que se ha estudiado para suelos en general y en particular para arenas es la forma de la superficie de falla. Esta corresponde a un crecimiento lineal con el esfuerzo hidrostático en el rango de interés usual, lo cual concuerda aproximadamente con la teoría de Mohr – Coulomb; sin embargo, para esfuerzos hidrostáticos pequeños ocurren manifestaciones de fuerzas de cohesión que dan lugar a un aumento en el ángulo de fricción interna aparente, en tanto que para valores altos del esfuerzo hidrostático el ángulo de fricción disminuye, probablemente debido a la trituración de las partículas del suelo. Como resultado de este efecto, convergen las superficies de falla correspondientes, arenas inicialmente sueltas y a arenas densas.

Existen discrepancias de opinión respecto a la forma de la traza de la superficie de falla en planos de presión hidrostática. No es claro si el ángulo de fricción es diferente en extensión y compresión. Un buen número de investigadores ha estudiado este problema. Sería deseable establecer algunas relaciones teóricas que se ajusten a las observaciones, ya que una relación unificadora presentaría ventajas para su aplicación en problemas de geotecnia. Las relaciones de Mohr – Coulomb, desgraciadamente implican dificultades para el análisis.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Otro tipo de estudios se han orientado a determinar la influencia de la clase de minerales y en general del material que forma los poros, en el ángulo de fricción interna y en su resistencia. Así mismo, se examinaron tres aspectos de la resistencia: fricción de deslizamiento independiente de la presión de confinamiento, duración de la presión y trituración de las partículas; así mismo, se reportas una fuerte influencia del contenido de agua en la resistencia del tipo de arenas que se investigaron.

Tanto los suelos cohesivos como los no cohesivos muestran tendencia a disminuir su volumen bajo cargas cíclicas. Cuando los suelos no cohesivos están saturados y en ausencia de drenaje, la tendencia se refleja en un aumento de la presión de poro que cuando es suficientemente grande puede producir su licuación. Para suelos cohesivos, los efectos de la presión de poro son más difíciles de analizar experimentalmente y se han investigado menos. Sin embargo, se dispone de pocos datos que demuestran que en condiciones no drenadas también hay transferencia gradual del esfuerzo del suelo al agua.

LICUACIÓN DE ARENAS

Los casos más frecuentes de licuación de arenas se han producido durante temblores, al incidir las ondas sísmicas en la base de materiales granulares sueltos. En la literatura sobre el tema abunda la descripción de casos en don de la licuación de arenas por efectos sísmicos ha producido daños materiales de gran cuantía y magnitud y causando numerosas pérdidas humanas. También se han documentado casos de licuación bajo condiciones de carga estática. Estos últimos, generalmente han ocurrido en depósitos o presas de residuos mineros, también conocidos como presas de jales. Estos materiales suelen depositarse o acumularse sin ninguna compactación y cuando han ocurrido fallas, han ocasionado daños materiales a las instalaciones mineras, trastornos en la operación de la misma, así como afectaciones al medio ambiente.

La subducción de las placas de Rivera y de Cocos, producen temblores que afectan a todos los estados costeros del Pacífico, desde Nayarit hasta Chiapas. En el norte de la península de Baja California se tienen los temblores producidos por el sistema de fallas asociadas a la de San Andrés, que afecta la costa del Pacífico, cerca de la frontera de Tijuana hasta Rosarito, y en las poblaciones y puertos cercanos a la desembocadura del Río Colorado, influyendo el distrito de riego de Mexicali. En el Golfo de México la subducción de la placa de Cocos, produce sismos profundos que afectan al sur y costas del estado de Veracruz y a la sonda de Campeche. Así, una porción considerable de las costas mexicanas, está expuesta a peligros sísmicos que incluyen el de la licuación de arenas. Muchos de los casos de licuación de arenas registrados en México, tanto en el resto del mundo, han ocurrido en rellenos artificiales compactados deficientemente o sin ninguna compactación.

DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO

Comportamiento bajo carga en condiciones drenadas: si se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular suelto saturado, experimentará una compresión y su volumen se reducirá. La reducción de volumen será mayor cuanto más suelto se encuentre el material, antes de la aplicación de esfuerzos.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Si el material es medianamente denso, la reducción de volumen puede ser pequeña y puede ocurrir después de que se han generado deformaciones y esfuerzos cortantes suficientemente grandes, para que el volumen del material aumente. Los materiales densos o muy densos solo aumentan de volumen al someterse a esfuerzos cortantes. Estos cambios de volumen son iguales a los volúmenes de agua que expulsa el suelo al contraerse o a los que absorbe cuando se dilata. Los suelos que se comprimen por el efecto de la aplicación de cargas se definen como contractivos; los que aumentan de volumen como dilatantes. Los suelos granulares, saturados y sueltos son contractivos, y desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica son los más problemáticos, pues en ellos se puede presentar el fenómeno de licuación de arenas.

Comportamiento bajo carga en condiciones no drenadas: si se impide el cambio de volumen durante la aplicación de esfuerzos cortantes, es decir, si estos se aplican bajo condiciones de drenaje nulo, el agua contenida en los poros del suelo experimentará cambios de presión. Si el suelo es contractivo, la presión de poro aumentará; si es dilatante ocurrirá lo contrario y el valor de la presión de poro disminuirá. Cuando el suelo se encuentra en un estado muy suelto, los aumentos de presión de poro pueden anular a los esfuerzos efectivos. En este momento sobreviene la licuación pues el material habrá perdido toda su capacidad para resistir esfuerzos cortantes y se comportará como un fluido. La licuación es más frecuente en las arenas finas y uniformes aunque también se han registrado casos de licuación en algunas gravas sueltas.

OBSERVACIONES EXPERIMENTALES BAJO CONDICIONES NO DRENADAS

Las condiciones en las que se presenta la licuación han sido analizadas y discutidas por muchos investigadores. Casagrande (1936) introdujo el concepto relación de vacíos crítica para referirse a la condición en la que una arena alcanza su resistencia residual con deformaciones de flujo y sin cambios de volumen o de presión de poro posteriores, en el espacio e (relación de vacíos) vs. p' (esfuerzo efectivo normal octaédrico); posteriormente Castro (1969,1975) lo desarrolla ampliamente e introduce el término de movilidad cíclica para describir el comportamiento de las arenas densas. El concepto estado crítico se utilizó después para describir los estados últimos de materiales arcillosos. La condición última de las arenas también se ha denominado estado estable (steady state) que se define como el estado en el que se alcanza la resistencia última de las arenas, sin cambios de volumen o de presión de poro y en el que, además, las deformaciones ocurren a velocidad constante. Aunque el estado crítico y el estado estable son dos conceptos diferentes, es difícil distinguir experimentalmente uno del otro. El comportamiento de una arena que no esté muy suelta puede ser preponderantemente contractivo y puede ocurrir que también experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcanza el estado crítico o el estado estable.

DIAGRAMAS DE ESTADO

El espacio de relación de vacíos contra presión efectiva media (e vs. p' ó e vs. $\log p'$) puede utilizarse para dibujar las trayectorias que siguen las muestras durante su etapa de falla. En el caso de ensayos no drenados, las trayectorias son líneas horizontales pues en estos no hay cambio de volumen. Si se tienen muestras puramente contractivas las trayectorias siempre se desplazan hacia la izquierda hasta llegar al estado estable.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Uniando los estados estables de todas la probetas, se define la línea de estado estable (steady state line). La representación de la línea de estado estable en este espacio constituye un diagrama de estado.

Los diagramas de estado pueden emplearse para predecir cualitativamente el comportamiento de cualquier probeta, dadas su relación de vacíos inicial y su presión efectiva de consolidación. Los estudios iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan a materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo. La susceptibilidad de licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejados por arriba y a la derecha de la línea de estado estable. Si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea de estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea.

COMPORTAMIENTO DURANTE LA APLICACIÓN DE CARGA CÍCLICA

El paso de las ondas sísmicas distorsionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos, si las ondas coinciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos horizontales. Estas condiciones de esfuerzo, que corresponden a las de deformación plana, pueden simularse en el laboratorio. Existen varios tipos de aparatos para tal efecto, cuyo rango de aplicabilidad queda determinado por la magnitud de las deformaciones que se inducen en cada uno de ellos. Si se estudia el comportamiento a deformaciones pequeñas, deben usarse columnas resonantes o cámaras triaxiales con dispositivos para la medición local de deformaciones. El comportamiento a deformaciones grandes como las que se tienen cuando se presenta la licuación de arenas se ha estudiado en aparatos de corte simple cíclico, en cámaras triaxiales y en aparatos torsionales cíclicos.

La cámara triaxial ha sido el aparato más comúnmente usado para estudiar la licuación de las arenas bajo carga cíclica en el laboratorio. En ellas se incrementan cíclicamente los esfuerzos verticales totales, manteniendo constante el esfuerzo de confinamiento, con lo cual se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos inclinados a 45°. En algunas pruebas, los esfuerzos verticales cíclicos pueden variar alternadamente entre los estados de compresión y extensión.

Los aspectos generales del comportamiento en una cámara triaxial de una arena suelta, sometida a cargas cíclicas no drenadas de amplitud y frecuencia constantes y por efecto de la aplicación repetida de cargas, la presión de poro se acumula progresivamente. La licuación está indicada por un crecimiento rápido de la presión de poro. Al presentarse ésta, las deformaciones de la muestra también crecen y, a deformaciones grandes, la probeta alcanza el estado estable. Las presiones de poro pueden acumularse aún en el caso de muestras que no sean muy sueltas. Puede ocurrir licuación parcial, si el estado del material pasa por el estado cuasi-estable o bien, presentarse el fenómeno de movilidad cíclica en muestras medianamente densas. Cuando ocurre la movilidad cíclica, las trayectorias de esfuerzo pasan por o cerca del origen del espacio de esfuerzos, lo que origina la acumulación progresiva de deformaciones, cada vez que se anulan transitoriamente los esfuerzos efectivos. La licuación parcial y la movilidad cíclica dan lugar al desarrollo de deformaciones en las probetas de gran magnitud, pero menos bruscas que las que ocurren en la licuación total.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

La licuación total puede presentarse cuando la amplitud del esfuerzo cortante cíclico es menor que el que provoca la licuación bajo cargas monotónicas, debido a que, por efecto de la aplicación de cargas repetidas se acumulan deformaciones irreversibles. Estas deformaciones, eventualmente conducen a la falla del espécimen. El concepto de superficie de estado límite es el que explica este comportamiento.

POTENCIAL DE LICUACIÓN CON PRUEBAS DE LABORATORIO

Las observaciones experimentales del comportamiento de las arenas sometidas a cargas no drenadas (monotónicas o cíclicas) permiten derivar conclusiones de carácter general, a partir de las cuales se han establecido reglas empíricas o modelos fenomenológicos para predecir el comportamiento de probetas de arena ensayadas bajo condiciones controladas en el laboratorio. Así mismo, este tipo de observaciones ha permitido elaborar modelos constitutivos del comportamiento de las arenas basados en conceptos teóricos de diversa complejidad.

POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DE ENSAYES DE CAMPO

El conocimiento sobre la licuación de las arenas se enriqueció con las contribuciones de Seed y colaboradores quienes, entre muchas otras cosas relacionadas con el tema, propusieron un método empírico simplificado para predecir el potencial de licuación de estos suelos, a partir de los resultados de pruebas de penetración estándar que posteriormente se extendió para evaluar la licuabilidad de estos materiales usando sondeos de cono eléctrico.

LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS

La aplicación de los métodos simplificados, permite determinar si un determinado estrato arenoso suelto es susceptible de licuarse y, con la aplicación de factores de seguridad, se puede estimar cualitativamente la severidad del fenómeno, sin que este se defina cuantitativamente. La cuantificación a priori de los daños que produce un temblor es siempre una tarea que solo puede proporcionar aproximaciones de su orden de magnitud. Aun así, los métodos simplificados para estimar el potencial de licuación, proporcionan elementos indicativos que se pueden mejorar haciendo análisis de la respuesta sísmica de los depósitos arenosos sueltos.

Métodos analíticos: en éstos se integran las ecuaciones de cantidad de movimiento, modelando las arenas como materiales capaces de sufrir grandes deformaciones. El efecto de la presión de poro se introduce mediante esquemas simplificados, algunos de ellos obtenidos de los resultados de ensayos de laboratorio o bien, mediante modelos “acoplados” en los que las ecuaciones de equilibrio también incluyen las propiedades del suelo que determinan su capacidad para acumular y disipar presión de poro y además, el suelo se representa como un material elastoplástico.

Para efectuar un análisis numérico detallado de éste tipo, las arenas deben caracterizarse en términos de modelos constitutivos esfuerzo – rigidez – deformación y de su potencial para generar presión de poro en función de las cargas cíclicas aplicadas. Todo esto se obtiene de ensayos de laboratorio (ensayos de columna resonante, así como cíclicos triaxiales, torsionales o de corte simple) en muestras de arena reconstituida, ante la gran dificultad de obtener muestras inalteradas de arena.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

RELACIÓN ENTRE ENSAYES DE CAMPO Y LABORATORIO

Los resultados de numerosas investigaciones indican que la estructura inicial y el estado de esfuerzos no influyen en las condiciones para que se presente el estado estable. De aquí se sigue que siempre se podrán establecer criterios para estimar la licuabilidad de arenas a partir de diagramas de estado construidos con base en los resultados de ensayos de laboratorio, ya que la resistencia última o residual (la resistencia del estado estable) así obtenida, debe ser igual a la de campo. En efecto, si se acepta lo anterior, se deduce que la línea de estado estable determinada en el laboratorio es la misma que se tiene para un depósito arenoso en el campo y para determinar la licuabilidad de un depósito, deben de conocerse o estimarse los estados de esfuerzos efectivos y las relaciones de vacíos o la compacidad en sitio.

Correlaciones entre ensayos de campo y laboratorio; desgraciadamente, los problemas de muestreo impiden tener medidas directas de la compacidad en sitio de los depósitos arenosos sueltos. La densidad de estos materiales se ha obtenido con base en los resultados de ensayos de penetración estándar o de cono eléctrico efectuados en cámaras o depósitos especiales de calibración. Este método se ha aplicado exitosamente en nuestro país, como medio para controlar la calidad de materiales limo – arenosos compactados.

EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS

Para evaluar el peligro sísmico en una obra de ingeniería y para estar en condiciones de considerarlo explícitamente en el diseño, debe contarse con la participación de sismólogos, geólogos y geotecnistas. El conocimiento de la sismicidad de la República Mexicana ha avanzado enormemente, pero estos estudios sismológicos se han concentrado en conocer y evaluar el peligro sísmico en la Ciudad de México y en las zonas sismogénicas que la afectan, como lo demuestra el hecho de que la red acelerográfica del país contiene estaciones que se concentran en las costas de Guerrero y en la Ciudad de México y sus alrededores.

Para los fines de un estudio sobre licuación, la información sismológica mínima que se requiere es la aceleración máxima del terreno, si se aplica el método simplificado de Seed, como frecuentemente ocurre en la práctica profesional. La aceleración máxima del terreno idealmente debería estar definida con base en un estudio de riesgo sísmico específico, lo cual es mucho más raro. Si se requieren estudios sobre la respuesta sísmica de la masa arenosa, la información sismológica debe ser más compleja y puede incluir el acelerograma o la familia de acelerogramas de diseño, los espectros de amplitudes de Fourier o bien los espectros de respuesta, dependiendo del método empleado. Los acelerogramas de diseño también son de utilidad en estudios experimentales, en donde se requiere convertirlos en trenes de ondas senoidales equivalentes, con el fin de utilizarlos como señales de excitación en pruebas triaxiales cíclicas.

MEJORAMIENTO DE SUELOS LICUABLES

Las propiedades de las arenas contractivas, sean depósitos granulares de origen natural o rellenos hidráulicos, pueden modificarse mediante técnicas que tienen por objeto densificarlas para incrementar su resistencia a sufrir deformaciones de flujo a la licuación. Un depósito de arena mejorada deberá soportar cargas dinámicas, con asentamientos tolerables sin que se presente la licuación, para las excitaciones sísmicas de diseño.

CAPÍTULO I “Consideraciones Generales”

Se ha demostrado en muchos lugares que los suelos y rellenos granulares sueltos responden positivamente a la energía dinámica producida por impactos o vibración con lo que se mejora sus características como densidad relativa, rigidez, resistencia y disminuye su deformabilidad. La aplicación de cargas estáticas temporales (precarga) también mejora las propiedades de estos suelos, aunque es mucho menos efectiva que los métodos dinámicos de compactación.

La naturaleza de la energía dinámica requerida para lograr que un depósito de arena suelta licuable, se convierta en uno estable, para el sismo de diseño, depende del método que se emplee para mejorarlo y varía desde los que consisten en la aplicación de impactos hasta los que aplican oscilaciones armónicas con vibradores. Estos últimos, la intensidad de las vibraciones inducidas dentro de la masa de suelo determina el tipo de su respuesta. A bajas aceleraciones, menores a 0.5 de la gravedad, los suelos responden esencialmente en forma elástica; las deformaciones plásticas predominan cuando las aceleraciones crecen de 0.5 a 1.00 de la gravedad, resultando en la densificación del depósito. Para aceleraciones de 1.50 de la gravedad casi todos los suelos fluyen.

La habilidad del depósito para transmitir las vibraciones se reduce a medida que pierde resistencia a l corte; así a medida que el suelo se degrada; las vibraciones se tornarán en locales y no serán transmitidas a largas distancias, por lo tanto la densificación sólo ocurrirá alrededor de la fuente. El núcleo fluidizado será sucesivamente rodeado por una zona plástica, una zona compactada y una zona elástica.

TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO

El mejoramiento de rellenos granulares sueltos generalmente involucra grandes volúmenes de material y por ello la selección del método idóneo para cada caso suele involucrar aspectos económicos que, en muchas ocasiones, se privilegian en detrimento de las consideraciones exclusivamente técnicas. Los costos varían notablemente de uno a otro método y por ello los ingenieros geotecnistas deben conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares.

La mayoría de los métodos de mejoramiento aprovechan la capacidad del suelo para deformarse e incluso licuarse para lograr el mejoramiento deseado por tanto, es imprescindible tener un conocimiento claro de las características y propiedades del depósito para lograr las metas esperadas. Entre los métodos de mejoramiento que actualmente se emplean tenemos:

1. Compactación dinámica o de impacto
2. Vibrocompactación
3. Vibroflotación
4. Vibrodesplazamiento
5. Drenes verticales
6. Inyección de mezclas (jet grout)
7. Explosivos
8. Precarga
9. Reemplazo

CAPÍTULO II. “Normatividad”

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (1994 – 1996) PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

NOTACIÓN

<i>A</i>	área del cimiento
<i>A'</i>	área efectiva del cimiento
<i>A_L</i>	área lateral de un pilote
<i>A_p</i>	área transversal de la pila o del pilote
<i>B</i>	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes de punta o pilas
<i>B'</i>	ancho efectivo de la cimentación
<i>C_f</i>	capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción
<i>C_p</i>	capacidad de carga de un pilote de punta o pila
<i>c_u</i>	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
<i>D</i>	diámetro del pilote
<i>D_f</i>	profundidad de desplante
<i>D_r</i>	compacidad relativa
<i>E</i>	módulo de elasticidad del pilote
<i>e</i>	distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa una resultante excéntrica
<i>e_o</i>	relación de vacíos inicial
<i>F_C</i>	factor de carga
<i>F_R</i>	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2
<i>F_{re}</i>	factor que toma en cuenta el efecto de escala para corregir la capacidad por punta de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro
<i>G</i>	módulo de rigidez al cortante del suelo
<i>f</i>	adherencia lateral media pilote-suelo
<i>H</i>	espesor de un estrato de suelo
<i>h_c</i>	altura de la construcción
<i>h_i</i>	espesor de una capa impermeable
<i>h_w</i>	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable
<i>I</i>	momento de inercia del pilote
<i>K</i>	coeficiente de reacción horizontal del suelo
<i>L</i>	longitud del pilote
<i>L'</i>	longitud efectiva de la cimentación
<i>L_e</i>	longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente
<i>N</i>	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de <i>P_c</i>
<i>N_c</i>	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f / B + 0.25B / L)$
<i>N_c*</i>	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
<i>N_{máx}</i> , <i>N_{mín}</i>	coeficientes para el cálculo de <i>N_q*</i>

CAPÍTULO II “Normatividad”

Nq	coeficiente de capacidad de carga, dado por $Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
Nq^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación Le / B
$N\gamma$	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi$
n	exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso
P	perímetro de la construcción
Pc	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
Pv	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
Pv	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
R	capacidad de carga de pilotes de fricción o de grupos de pilotes de este tipo
Vs	velocidad de propagación de onda de corte
w	peso unitario medio de la estructura
Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
z	profundidad a la que se realiza el cálculo de $\tilde{\Delta e}$
α	coeficiente para el cálculo de ϕ
γ	peso volumétrico del suelo
γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
γm	peso volumétrico total del suelo
γw	peso volumétrico del agua
$\tilde{\Delta e}$	variación de 1 a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo \tilde{p} inducido a la profundidad z por la carga superficial
$\tilde{\Delta H}$	asentamiento de un estrato de espesor H
$\tilde{\Delta p}$	incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
$\tilde{\Delta z}$	espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
δ	inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
ϕ	ángulo de fricción interna del material
ϕu	ángulo de fricción aparente
ϕ^*	ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo
ΣQFc	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
ΣqFc	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga

CAPÍTULO II “Normatividad”

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

INVESTIGACIÓN DE LAS COLINDANCIAS

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto. Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL LABORATORIO

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato.

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a. De falla:

1. Flotación
2. Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación
3. Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b. De servicio:

1. Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante
2. Inclinación media de la construcción
3. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas

CAPÍTULO II “Normatividad”

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

CIMENTACIONES ESPECIALES

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES

CIMENTACIONES SOMERAS

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos. En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo.

CIMENTACIONES CON PILOTES O PILAS

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis. Los pilotes de pequeño diámetro deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = FR \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + \frac{4KD\ell^2}{N^2 \pi^2} \right)$$

donde:

K	es el coeficiente de reacción horizontal del suelo
D	es el diámetro del pilote
E	es el módulo de elasticidad del pilote
I	es el momento de inercia del pilote
N	es el número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
L	es la longitud del pilote
FR	se tomará igual a 0.35

PILAS O PILOTES COLADOS EN EL LUGAR

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 [cm] para después formar con la horizontal un ángulo de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 [cm]. No deben construirse campanas bajo agua, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 [cm] arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 [cm] se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el “sangrado” del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir. No deberán construirse pilas de menos de 60 [cm] de diámetro hasta 20 [m] de profundidad, ni menos de 80 [cm] hasta 30 [m], ni de menos de 100 [cm] hasta profundidades mayores. No deberán construirse pilas con diámetro mayor de 120 [cm] sin ademe o con ademe a partir de lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable. Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 4 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 [m] de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

PILOTES HINCADOS A PERCUSIÓN

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos. El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico.

En pilotes de fricción la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75 por ciento del diámetro o lado del pilote.

Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m (3 N-m) por cada kilogramo de masa del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor que 30 por ciento del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 [cm] ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 [cm] de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos.

Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 [m]. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

CAPÍTULO II “Normatividad”

PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES O PILAS

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba

EXCAVACIONES

CONSIDERACIONES GENERALES

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5. Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte basándose en ademes, tablaestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

CONTROL DEL FLUJO DE AGUA

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes.

Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

TABLAESTACAS Y MUROS COLADOS EN EL LUGAR

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser basándose en anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

PROTECCIÓN DE TALUDES PERMANENTES

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada –terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barrenado y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE QUINTANA ROO

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 269

ALCANCE

En este capítulo se fijan los requisitos mínimos para el diseño y construcción de las cimentaciones de las estructuras.

Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las normas técnicas complementarias.

ARTICULO 270

DEFINICIONES

Para los propósitos de este Reglamento, se adoptarán las siguientes definiciones:

CAPÍTULO II “Normatividad”

1. Se llamará cimentación al conjunto formado por la subestructura, los pilotes o pilas sobre los que éstas se apoyen, en su caso, y el suelo en que aquella y éstos se implanten.
2. Se llamará incremento neto de presión o de carga aplicado por una subestructura o por un elemento en ella, al resultado de sustraer de la presión o carga total permitida al suelo por dicha estructura o elemento, la presión de carga total previamente existente en el suelo, al nivel del desplante, según que tal incremento resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación o elemento de que se trate se denominará parcialmente compensado, o sobre compensado, respectivamente.
3. Se llamará capacidad de carga neta de un elemento o de un conjunto de elementos de cimentación, al mínimo incremento de carga que produciría alguno de los estados límite de falla que indican los artículos 274 y 278 de este Ordenamiento.

ARTICULO 271

OBLIGACIÓN DE CIMENTAR

Toda construcción o estructura se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, rellenos sueltos o desechos los cuáles serán removidos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y cuando se demuestre que estos tienen la compactación adecuada para este fin, y que se define en el artículo 281 de este Reglamento.

ARTICULO 272

INVESTIGACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES COLINDANTES

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimiento, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de drenaje y de otros servicios públicos, con el objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 273

PROTECCIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

La subestructura deberá desplantarse a una profundidad tal, que sea insignificante la posibilidad de deterioro del suelo por erosión o intemperismo en el contacto con la subestructura.

CAPÍTULO II “Normatividad”

1. En toda cimentación y especialmente en someras, se adoptarán medidas adecuadas para evitar el arrastre de los suelos por tubificación a causa de flujo de aguas superficiales o subterráneas hacia el alcantarillado.
2. Las cimentaciones se protegerán contra la evaporación local del agua del suelo provocada por la operación de calderas o equipos similares, cuando el terreno no sea rocoso.

ARTICULO 274

ESTADOS LÍMITE

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límites, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

1. DE SERVICIO:

- A.** Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante
- B.** Inclinación media
- C.** Deformación diferencial

2. DE FALLA:

- A.** Flotación
- B.** Falla local y colapso general del suelo para la cimentación o bajo elementos de la misma (suelos compresibles)

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por viento, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las normas técnicas complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las edificaciones vecinas, ni a los servicios públicos.

ARTICULO 275

ACCIONES

En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones previstas en este título, así como el peso de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de cimentación, y todas las otras acciones que se generen en la propia cimentación y su vecindad.

CAPÍTULO II “Normatividad”

La magnitud de las acciones sobre la cimentación, proveniente de la estructura, será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o servicio, la acción de la subpresión hidrostática se tomará como un factor de carga unitario, pero esta acción sólo se incluirá si puede garantizarse un grado razonable de estanqueidad de la subestructura.

ARTICULO 276

RESISTENCIAS

La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla, se evaluarán en términos de la capacidad de carga neta, es decir, del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo al nivel del desplante.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se basarán en pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación, se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

1. La capacidad de carga global de las cimentaciones sobre pilas o pilotes se considerará igual al menor de los siguientes valores:
 - A.** La suma de las cimentaciones de carga de los pilotes o pilas individuales
 - B.** La capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilas o pilotes
 - C.** La suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilas o pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

En los casos A y C será admisible tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en contacto con la subestructura, cuando esto sea compatible con las condiciones de trabajo de la cimentación.

2. Cuando en el sitio y en su vecindad existan galerías, grietas, cavernas y otras hoquedades, vacías o con rellenos sueltos éstas deberán tratarse apropiadamente, o bien tomarse en cuenta en el análisis de estabilidad de la cimentación.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 277

FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA

Los factores de reducción de la capacidad de carga del suelo de cimentación, serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. De 0.35, para la capacidad de carga de la base de las zapatas de cualquier tipo
2. En la capacidad de carga de la base de la cimentación, los factores de resistencia afectaran sólo la capacidad de carga neta

ARTICULO 278

EXCAVACIONES

En el diseño y ejecución de las excavaciones se considerarán los estados límite:

1. **DE SERVICIO:** Movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga del área de excavación y en los alrededores

Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes y a los servicios públicos. Además la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio, y:

2. **DE FALLA:** Colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de soporte de las mismas, fallas de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por supresión en estratos subyacentes

En los análisis de estabilidad se considerarán las disposiciones aplicables en los capítulos correspondientes de este ordenamiento, además se tomará en cuenta una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 [t/m²]. En la vía y zonas próximas a la excavación, con factores de carga unitarios.

Los otros factores de carga serán los indicados en el artículo 247 de este Reglamento. El factor de resistencia será de 0.7.

ARTICULO 279

BOMBEO

Podrán usarse pozos de bombeo para reducir las filtraciones de agua hacia las excavaciones y mejorar la estabilidad de las mismas, en subsuelos arcillosos, el bombeo no deberá iniciarse antes de la excavación y en cualquier caso, se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo; en la evaluación de los estados

límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomará en cuenta los movimientos del terreno debido al bombeo.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Cuando existan capas arenosas subyacentes al fondo de la excavación, la ejecución de ésta deberá ser controlada mediante observaciones piezométricas, con objeto de evitar falla de fondo por subpresión.

ARTICULO 280

RELLENOS

No incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a las instalaciones o a las estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos. Se controlarán las condiciones de compactación de campo a fin de cumplir las especificaciones de diseño.

Los rellenos que vayan a ser contenidos por muros, deberán colocarse por procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño. En el cálculo de los empujes, se tomarán en cuenta las acciones aplicables a que se refiere este Ordenamiento y cualesquiera otras que actúen sobre el relleno o la estructura de retención. Se prestará especial atención a la construcción de drenes, filtros, lloraderos y demás, tendientes a controlar los empujes del agua.

ARTICULO 281

INSTALACIONES DE PILAS O PILOTES

Los procedimientos para la instalación de pilas o pilotes, deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Se cumplirá además con los siguientes requisitos:

1. Los pilotes y sus conexiones deberán poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones de diseño de la cimentación
2. Se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, las de las perforaciones previas, antes de proceder al hincado. La desviación de la verticalidad no deberá ser mayor de 3/100, de la longitud del pilote, para pilotes con capacidad de carga por punto superior a 30 [t] y de 60/100 para los otros
3. Cuando se usen pilas con ampliación de base de campana, ésta deberá tener un espesor mínimo de 15 [cm] en su parte exterior y una inclinación mínima del 60% con la horizontal en su frontera superior

ARTICULO 282

MEMORIA DE DISEÑO

La memoria de diseño deberá incluir una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados y una descripción de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite señalados en los artículos 274 y 278, respectivamente de este Reglamento.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorios y otras determinaciones, así como las magnitudes de las acciones tomadas en cuenta en el diseño, la interacción considerada con la cimentación de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se dejará entre las cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de los edificios cimentados en terrenos con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes, o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción detallada de estas condiciones y cómo éstas se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación.

ARTICULO 283

NIVELACIONES

En las edificaciones con peso unitario medio W , mayor de 4 [t/m²] y en aquellas que ordene el Ayuntamiento, será obligatorio realizar cada mes nivelaciones durante los primeros seis meses, durante un periodo mínimo de 5 años para verificar el comportamiento previsto en las cimentaciones y sus alrededores, a menos que los valores calculados de los asentamientos o emersiones diferidos sean menores de 5 cm, se entregarán copias de los registros de estas nivelaciones al Ayuntamiento y conservará copia el Director Responsable de Obra a cargo.

CONSTRUCCIÓN

ARTICULO 284

RESPONSABILIDAD

Los Directores Responsables de Obra, o los propietarios de una obra que no requiera director responsable, están obligados a vigilar que la ejecución de las mismas se realice con las técnicas constructivas más adecuadas, se empleen los materiales con la resistencia y calidad especificadas en este ordenamiento y en sus normas técnicas complementarias, se tomen las medidas de seguridad necesaria, y se evite causar molestias o perjuicios a terceros.

ARTICULO 285

SEGURIDAD DE LA EJECUCION DE LAS OBRAS

Durante la ejecución de cualquier construcción, el Director Responsable de Obra o el propietario de la misma si ésta no requiere Director Responsable de obra, tomarán precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros, así como para evitar los daños que directa o indirectamente, pudiera causar la ejecución de la obra.

Deberá observarse además, las disposiciones establecidas por los Reglamentos para la protección del ambiente, contra la contaminación originada por la emisión del ruido y para la prevención del control de la contaminación atmosférica originada por la emisión de humos y polvos.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 286

PLANOS Y LICENCIAS EN LAS OBRAS

Una copia de los planos autorizados y las licencias de las obras deberá conservarse en las propias obras durante la ejecución de éstas y estar a disposición de los supervisores del Ayuntamiento.

ARTICULO 287

BITACORA EN LA OBRA

El Director Responsable de Obra está obligado a mantener en la misma la bitácora a que se refiere el artículo 51 del presente cuerpo normativo, encuadrada, foliada y tenerla a disposición de los supervisores del Ayuntamiento.

El Director Responsable de Obra cuidará de la veracidad de las anotaciones de sus citas, por él, por sus auxiliares técnicos y por los contratistas que participen en la obra.

ARTICULO 288

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Para la utilización de los distintos materiales o la aplicación de sistemas estructurales deberán seguirse procedimientos constructivos que cumplan con los requisitos especificados por el Ayuntamiento, como son:

1. La resistencia, calidad y características de los materiales empleados en la construcción, serán las que se señalen en las especificaciones de diseño y los planos constructivos registrados, y deberán satisfacer las normas técnicas complementarias de este Reglamento y las normas de calidad establecidas por la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial
2. Asimismo, deberán garantizar que el comportamiento de la estructura esté de acuerdo con lo especificado en el diseño estructural

El Director Responsable de Obra deberá vigilar que se cumpla con el presente cuerpo normativo, particularmente en lo que se refiere a los siguientes aspectos:

1. Propiedad mecánica de los materiales
2. Tolerancias en las dimensiones de los elementos estructurales, tales como medidas de claros, secciones de piezas, área y distribución del acero y espesores de recubrimientos
3. Nivel y alineamiento de los elementos estructurales
4. Cargas vivas y muertas en la estructura, como el peso volumétrico propio y el provocado por la colocación de los materiales durante la ejecución de la obra

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 289

NUEVOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Podrán utilizarse nuevos procedimientos de construcción que el desarrollo de la técnica introduzca, previa autorización del Ayuntamiento, para lo cual el Director Responsable de Obra, presentará una solicitud detallando el procedimiento propuesto y anexando en su caso, los datos de los estudios y los resultados de las pruebas experimentales efectuadas.

El Ayuntamiento podrá exigir la construcción de modelos para probar el procedimiento bajo las condiciones que juzgue necesarias técnicamente.

ARTICULO 290

PROTECCION DE COLINDANCIAS DE LA VIA PUBLICA Y DE INSTALACIONES

Durante la ejecución de una obra, deberán tomarse las medidas necesarias para no alterar el comportamiento ni el funcionamiento de las construcciones e instalaciones en predios colindantes o en la vía pública, ejecutando bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra, los procedimientos especificados en los planos estructurales y en la memoria de cálculo. Se deberán tomar las medidas necesarias para no causar molestias a vecinos, ni los usuarios de la vía pública.

ARTICULO 291

SERVICIOS SANITARIOS

En las obras de construcción, deberán proporcionarse a los trabajadores servicios provisionales de agua potable y un sanitario portátil, excusado o letrina por cada 25 trabajadores o fracción excedente de 15, y mantenerse permanentemente un botiquín con los medicamentos e instrumentales de curación necesarios para proporcionar primeros auxilios.

ARTICULO 292

CONSTRUCCIONES PROVISIONALES

Las construcciones provisionales, deberán cumplir con los requisitos de seguridad e higiene, tener buen aspecto y conservarse en buen estado.

ARTICULO 293

OBRAS INTERRUMPIDAS

Los propietarios de las obras cuya construcción haya sido suspendida por cualquier causa, por más de 60 días, estarán obligados a limitar sus predios con la vía pública por medio de cercas o bardas y clausurar los vanos que fueren necesarios a fin de impedir el acceso a la construcción.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 294

PROTECCION DE EXCAVACIONES INTERRUMPIDAS

Cuando se interrumpa una excavación por más de una semana, se tomarán las precauciones necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las construcciones, a los predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas en las paredes o taludes de la excavación por intemperismo prolongado.

Se tomarán también las precauciones necesarias para impedir el acceso al sitio de excavación, debiéndose instalar los señalamientos adecuados para evitar accidentes

MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

ARTICULO 295

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

La resistencia, calidad y características de los materiales empleados en la construcción, serán las que se señalen en las especificaciones de diseño y en los planos constructivos y deberán satisfacer las normas de calidad que estipule el Ayuntamiento.

ARTICULO 296

BODEGAS

Los materiales de construcción deberán ser almacenados en las obras, de tal manera que se evite su deterioro, dispersión o la intrusión de materiales extraños.

ARTICULO 297

PRUEBA DE MATERIALES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El Ayuntamiento podrá exigir los muestreos y las pruebas necesarias, para verificar la calidad y resistencia especificadas en los materiales que conformen parte de los elementos estructurales, aun en obras terminadas.

El Ayuntamiento, llevará un registro de los laboratorios o empresas que, a su juicio puedan realizar estas pruebas.

ARTICULO 298

MUESTREO

El muestreo deberá realizarse siguiendo métodos estadísticos que aseguren que el conjunto de muestras sea representativo de toda la obra.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 299

PROTECCIÓN CONTRA INTEMPERISMO

Los elementos estructurales cuyos materiales se encuentren en ambiente corrosivo o sujeto a la acción de agentes físicos, químicos o biológicos, que puedan disminuir su resistencia, deberán ser de material resistente a dichos efectos, o recubiertos con materiales o sustancias protectoras y tendrán un mantenimiento preventivo que asegure su funcionamiento dentro de las condiciones previstas de diseño.

Los paramentos exteriores de los muros deberán impedir el paso de la humedad. En los paramentos de los muros exteriores construidos con materiales aparentes, el mortero de las juntas deberá ser a prueba de roedores y contra la intemperie.

ARTICULO 300

NUEVOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Cuando se proyecte utilizar en una construcción algún material nuevo, del cual no existan normas técnicas complementarias y que no estén sujetos a normas de calidad de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial y por el Ayuntamiento, el Director Responsable de Obra, deberá solicitar la aprobación previa del mismo, para lo cual presentará los resultados de las pruebas de resistencia y calidad de dicho material.

ARTICULO 301

MATERIALES Y ESCOMBROS EN LA VÍA PÚBLICA

Los materiales y escombros podrán colocarse en la vía pública, el tiempo mínimo necesario para las maniobras de introducción o extracción del predio, no debiéndose ocupar en ningún caso más de 50% del ancho de la banqueta.

Los materiales destinados a las obras para servicio público, permanecerán en la vía pública únicamente el tiempo necesario para la ejecución de dichas obras.

Inmediatamente después de concluidas éstas, los escombros serán retirados. Durante el tiempo que estos materiales permanezcan en la vía pública, deberán confinarse adecuadamente para contenerlos, a fin de evitar los arrastres hacia los colectores por efecto de las lluvias, tránsito de peatones, o vehículos, etc. Asimismo, será responsabilidad de los Directores Responsables de Obras o del propietario en su caso omitir la remoción de los residuos de la vía pública, de dichos materiales. No se permitirá, bajo ninguna circunstancia, la preparación de morteros, lechadas o concretos en la vía pública.

ARTICULO 302

MANIOBRAS EN LA VÍA PÚBLICA, CARGA Y DESCARGA DE MATERIALES

Los vehículos que transporten material para una obra, podrán estacionarse momentáneamente en la vía pública durante los horarios que fije el Ayuntamiento y con arreglo a lo que disponga el Reglamento de Tránsito del Municipio, para carga y descarga de los mismos.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 303

SEÑALES PREVENTIVAS

Los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, originados por obras públicas o privadas, serán señalados adecuadamente por los responsables de obra, con letreros y bandera durante el día, y con señales luminosas durante la noche.

ARTICULO 304

RAMPAS EN BANQUETAS

Las rampas en guarniciones y banquetas para la entrada de vehículos a los predios, no deberán entorpecer el paso ni causar molestias a los peatones. El Ayuntamiento podrá prohibirlas y ordenar el uso de rampas móviles.

ARTICULO 305

REPOSICIÓN DE BANQUETAS

Los propietarios estarán obligados a reponer por su cuenta las banquetas y guarniciones que hayan deteriorado con motivo de la ejecución de la obra.

ARTICULO 306

PROTECCIÓN

Siempre que se ejecuten obras de cualquier clase en la vía pública, o cerca de ella, se tomarán las medidas de seguridad necesarias para evitar daños o perjuicios a las instalaciones, a los trabajadores o terceros.

DEMOLICIONES

ARTICULO 307

TAPIALES, CLASIFICACIÓN

Los tapiales, de acuerdo con la obra que se lleve a efecto, podrán ser de los siguientes tipos:

1. **DE BARRERA:** Cuando se ejecuten obras de pintura, limpieza o similares, se colocarán barreras que se puedan remover al suspenderse el trabajo diario. Estarán pintadas y tendrán leyendas de "precaución", se construirán de tal manera que no destruyan o impidan la vista de las señales de tránsito, de las placas de nomenclatura o de los aparatos y accesorios de los servicios públicos. En caso necesario, se solicitará al Ayuntamiento su traslado provisional a otro lugar
2. **DE MARQUESINA:** Cuando los trabajos se ejecuten a más de 3 m. de altura, se colocarán marquesinas que cubran suficientemente la zona inferior de las obras, tanto sobre la vía pública, como sobre los predios colindantes

CAPÍTULO II “Normatividad”

3. **FIJOS:** En las obras que se ejecuten en un predio a una distancia menor de 10 m. en la vía pública, se colocarán tapias fijas que cubran todo el frente de la misma. Tendrán una altura mínima de dos metros cuarenta centímetros, estarán pintados y no tendrán más claros que los de las puertas, las cuales se mantendrán cerradas, cuando la fachada quede al paño del alineamiento, el tapial podrá abarcar una franja anexa hasta de 50 [cm] sobre la banqueta. Previa solicitud, podrá concederse mayor superficie de ocupación de la banqueta
4. **DE PASO CUBIERTO:** En obras cuya altura sea mayor de 10 [m] o aquellas en que la invasión de la acera lo amerite, el Ayuntamiento podrá exigir que se construya un paso cubierto, además del tapial. Tendrá cuando menos, una altura de 2.40 [m] y una altura libre de 1.20 [m] sobre la banqueta

En casos especiales el Ayuntamiento podrá permitir o exigir, en su caso, otro tipo de tapias diferentes a los especificados en este artículo.

ARTICULO 308

CARACTERÍSTICAS

1. Los tapias de barrera se construirán de manera que no obstruyan o impidan la vista de señales de tránsito, de las placas de nomenclatura o de los aparatos o accesorios de los servicios públicos. En caso necesario se solicitará al Ayuntamiento, según corresponda, su traslado provisional a otro lugar
2. Los tapias de marquesinas se colocarán a la altura necesaria, de tal manera que la altura de caída de los materiales de demolición o de construcción sobre ellos no exceda de 5 [m]
3. Los tapias fijos serán de madera, lámina, concreto, mampostería, o de otro material que ofrezca las mismas garantías de seguridad. Tendrán una altura mínima de 2.40 m; deberán estar pintados y no tener más claros que los de las puertas, las cuales se mantendrán cerradas
4. Los tapias de paso cubierto tendrán cuando menos una altura de 2.50 [m] y 1.20 [m] de ancho

Ningún elemento de los tapias quedará a menos de 50 [cm] de la vertical sobre la guarnición de la banqueta.

ARTICULO 309

CONSERVACIÓN

Los constructores y los demolidores de obras, estarán obligados a conservar los tapias en buenas condiciones de estabilidad y aspecto.

Los rótulos o anuncios sobre los tapias se sujetarán a las disposiciones reglamentarias sobre anuncios.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 310

DEMOLICIONES, PROGRAMA DE DEMOLICIÓN

Con la solicitud de licencia de demolición a que se refiere el artículo 68 del presente cuerpo normativo, se acompañará un programa detallado de demolición, en el que se indicará el orden en que se demolerá cada uno de los elementos de la construcción, así como los mecanismos que se emplearán en la maniobra. Igualmente, con base en el diseño estructural de la edificación, se señalarán las medidas de seguridad que deberán observar los trabajadores.

ARTICULO 311

PRECAUCIONES

Durante el proceso de demolición, se tomarán las precauciones necesarias para evitar que se causen daños o molestias a personas, construcciones vecinas, la vía pública y otros bienes. Si se emplean puntales, vigas, armaduras, estructuras o cualquier otro tipo de protección para las construcciones colindantes o de las propias obras de demolición, se tendrá cuidado de que estos elementos no causen daños o provoquen esfuerzos que puedan perjudicar a las construcciones circundantes o a la vía pública.

ARTICULO 312

PROTECCIÓN

Los trabajadores deberán efectuar los trabajos de demolición usando el equipo necesario para su protección personal, tales como anteojos protectores, mascarillas contra polvo, caretas, cascos, guantes, botas, redes o cualesquiera otros, que sean necesarios de acuerdo al tipo de demolición.

ARTICULO 313

USOS DE EXPLOSIVOS

Se prohíbe el uso de explosivos para llevar a cabo demoliciones en las zonas urbanas, así como en las rurales donde existan construcciones en un radio menor de 50 [m], excepcionalmente, previa justificación técnica de su uso, el Ayuntamiento podrá autorizar el empleo de explosivos para las demoliciones, bajo la exclusiva responsabilidad del Director Responsable de Obra, siempre y cuando se tomen las medidas necesarias para evitar daños.

La autorización que el Ayuntamiento otorgue en los casos referidos anteriormente, queda condicionada a que las autoridades competentes de la Secretaría de la Defensa Nacional, en ejercicio de sus atribuciones, otorguen el permiso correspondiente para la adquisición y uso de explosivos con el fin indicado.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 314

ELIMINACION DE ESCOMBRO

Los materiales y escombros provenientes de una demolición, que vayan a ser desechados de una obra, serán retirados conforme a lo previsto en los artículos 301 y 303 de este ordenamiento. El Ayuntamiento señalará las condiciones en que deberán ser transportados y el lugar en que puedan ser depositados dichos escombros.

MEDICIONES Y TRAZOS

ARTICULO 315

MEDICIONES Y TRAZOS, NIVELACIÓN Y BANCOS DE NIVEL

En las construcciones en que se requiera llevar registro de posibles movimientos verticales, de conformidad a lo prescrito en el artículo 283 de este Reglamento, así como en aquella en que el Director Responsable de Obra lo considere necesario o el Ayuntamiento lo ordene, se señalarán referencias o bancos de nivel superficiales, suficientemente alejados de la cimentación o estructura de que se trate, para no ser afectados por el movimiento de las mismas o de otras cargas cercanas, y se referirán a estos las nivelaciones que se hagan.

En los planos de cimentación se deberá indicar si se requiere el registro de movimientos verticales, y las características y periodicidad de las nivelaciones correspondientes.

ARTICULO 316

TRAZOS Y TOLERANCIAS

Antes de iniciarse la construcción, deberá verificarse el trazo del alineamiento, uso y destino del suelo, y las medidas del resto de la poligonal del perímetro, así como la situación del predio en relación con los colindantes, la cual deberá coincidir con los datos correspondientes al título de propiedad. Se trazarán después los ejes principales del proyecto, refiriéndolos a puntos que puedan conservarse firmes. Si los datos que arroje el levantamiento del predio exigen un ajuste de las distancias entre los ejes consignados en los planos arquitectónicos, podrá hacerse sin modificar los cálculos, siempre que el ajuste no incremente ningún claro en más del 1%, ni disminuya en más del 5%, en su caso, deberán modificarse los planos constructivos.

La posición de los ejes de los elementos de la construcción no diferirá respecto a su posición considerada en el proyecto, dependiendo del material empleado en dos milímetros en estructuras metálicas; un centímetro en construcciones de concreto; dos centímetros en construcciones de mampostería; y tres centímetros en construcciones de madera.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 317

SEPARACIÓN DE COLINDANCIAS

Las construcciones nuevas deberán separarse de la colindancia con los predios vecinos, las distancias mínimas que se fijen con respecto al desplazamiento horizontal acumulado calculado en cada nivel, aumentando en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura y conforme a la zona de que se trate.

Las separaciones deberán protegerse por medio de tapajuntas que impidan la penetración del agua, basura u otros materiales.

ARTICULO 318

CIMENTACIONES, GENERALES

Las cimentaciones deberán construirse de acuerdo con los materiales, secciones y características marcadas en los planos estructurales correspondientes, los que deberán ajustarse a los alineamientos de diseño que se especifican en el presente cuerpo normativo y a las normas técnicas complementarias.

ARTICULO 319

DESPLANTE DE CIMENTACIÓN

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el proyecto. Se deberán tomar las medidas necesarias para evitar que en la superficie de contacto de la cimentación con el suelo se presenten deformaciones. Las superficies de desplante tendrán las dimensiones, resistencia y características que señale el proyecto y estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado, se aplicarán procedimientos que garanticen el recubrimiento mínimo de acero de refuerzo, según se indica en el artículo 346 del presente ordenamiento y en las normas técnicas complementarias, cuando existan posibilidades de que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido, puedan afectar al concreto o acero, se tomarán las medidas necesarias para evitarlo, así mismo, en el momento del colado, se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o de agua freática que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

ARTICULO 320

PILOTES Y PILAS

La colocación de pilotes y pilas se sujetará al proyecto correspondiente, verificando que la capacidad de carga de cada elemento, su profundidad de desplante, número de espaciamiento, se ajusten a lo señalado en los planos estructurales.

Las juntas o conexiones entre tramos de un mismo elemento, en su caso, deberán tener la misma resistencia que las secciones que unan. El procedimiento de colocación y pruebas de carga se sujetarán a lo especificado en el artículo 282 de este ordenamiento y las normas técnicas complementarias.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ARTICULO 321

RELLENOS

Los rellenos se ejecutarán empleando el material y el procedimiento que se señale en los planos respectivos y conforme a los requisitos que señala el artículo 280 de este ordenamiento. Mediante las pruebas de laboratorio indicadas en las normas técnicas complementarias, deberá comprobarse las características del relleno.

ARTICULO 322

METODOS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Cuando se pretenda utilizar métodos especiales de cimentación, el Director Responsable deberá solicitar la aprobación expresa del Ayuntamiento. El interesado deberá presentar los resultados de los estudios y pruebas técnicas a que hubieren sujetado dichos métodos. El Ayuntamiento, autorizará o rechazará la aplicación del método propuesto.

ARTICULO 323

EXCAVACIONES

El procedimiento de ejecuciones de las excavaciones, deberá garantizar que no rebase a los estados límite, conforme a lo preceptuado en el artículo 278 de este cuerpo normativo. De ser necesaria la excavación, se realizará por etapas de acuerdo con un programa que deberá incluirse en la memoria de diseño, señalando, además, las precauciones que se tomarán para que no resulten dañadas las construcciones y los predios vecinos. Estas precauciones se estipularán debidamente en los planos.

ARTICULO 324

METODOS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Además cuando los procedimientos de ejecución de una obra señalen la necesidad de instalar ademe, éste se instalará troquelándolo a presión contra los paramentos del predio. Las características serán determinadas por un estudio de mecánica de suelos, particularizado a cada piso.

ARTICULO 325

BOMBEO DE AGUA

En los casos previstos por este ordenamiento en su artículo 288 y previa autorización del Ayuntamiento, podrá extraerse agua de un predio mediante bombeo, siempre que se tomen las precauciones para limitar los efectos del mismo sobre los predios colindantes y sobre el propio predio, y serán determinadas por el estudio de mecánica de suelos correspondiente.

ESPECIFICACIÓN PILOTES DE CONCRETO

OBJETIVO

Definir los lineamientos básicos para la fabricación y colocación de pilotes de concreto reforzado.

CAPÍTULO II “Normatividad”

ALCANCE

Estas especificaciones se refieren a los pilotes de concreto que se colarán en el lugar.

REFERENCIAS

Se deberán seguir las recomendaciones indicadas en el estudio geotécnico.

ACI American Concrete Institute.

ASTM American Society of Testing and Materials

FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DE PILOTES

Es necesario establecer ciertos requerimientos básicos y procedimientos constructivos para satisfacer las características de diseño relacionadas con la calidad, resistencia y duración del concreto bajo cualquier circunstancia. El concreto puede mezclarse ya sea en plantas o en el lugar del colado.

FABRICACIÓN

CONCRETO

Los pilotes se harán de concreto reforzado de acuerdo a las medidas (tamaño y forma) y acero de refuerzo indicados en dibujos. Para la construcción de este tipo de pilotes se utilizara cemento tipo I normal.

El agua para el colado, lavado de los agregados y el mezclado del concreto deberá estar libre de aceite, materia orgánica o cualquier otra sustancia dañina para el concreto o el acero de refuerzo; el agua contendrá bajas concentraciones de cloros y sulfatos no puede contener impurezas en tal cantidad, que causen alteración en el tiempo de fraguado del concreto en más del 25%, o que reduzca la resistencia a compresión del concreto a los 14 días en más de 10%, con respecto a los resultados que se obtuviesen con agua destilada.

La grava será producto de roca sana, ya sea de mina triturada, en este caso no deberá presentar forma laja, el tamaño máximo de grava no será mayor a 19 [mm] la arena deberá de estar libre de impurezas (arcillas o materia orgánica). Se recomienda que los materiales más finos de la curva granulométrica queden comprendidos dentro de los siguientes porcentajes en peso de material, pasando la malla 100 el 10 %; pasando la malla 200, el 3.5 %.

No se permitirá el uso de agua freática para fabricar el concreto.

El volumen optimo de agua para el mezclado del concreto será la cantidad más pequeña que produzca una mezcla plástica que pueda trabajarse y que permita el colado más eficiente del concreto.

El revenimiento máximo permitido para el concreto estará comprendido entre 8 y 10 [cm].

Todo el concreto deberá mezclarse hasta obtener una distribución uniforme de los materiales.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Las diferencias en las dimensiones de la sección de los pilotes serán menores a 1.0 [cm] con respecto a las dimensiones mostradas en los dibujos.

ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo deberá cumplir con las especificaciones para varillas de refuerzo ASTM A-615 con un $f_y = 4200$ [kg/cm²], en diámetros del # 3 y mayores .

El acero de refuerzo deberá estar libre de oxido, aceite, grasa, pintura u otro tipo de sustancias que puedan impedir una buena adherencia con el concreto.

Los recubrimientos libres serán de 5 cm. al paño exterior del estribo .

Los traslapes tendrán como mínimo una longitud equivalente a cuarenta diámetros (40 f) de la varilla, excepto la del numero 8 que tendrá cuarenta y tres diámetros (43 f), no se traslapara más del 50% del acero longitudinal en la misma sección.

El acero de refuerzo deberá colocarse en la posición correcta de acuerdo a los requerimientos específicos mostrados en los dibujos, tales como diámetros, espaciamientos, traslapes y ganchos.

Los desplazamientos durante el colado se deberán evitar.

Cuando no sea posible suministrar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero debido a las limitaciones de espacio, se realizaran dobleces en los extremos de las varillas de manera de que se formen ganchos y escuadras, los cuales dependerán del diámetro de la barra, la resistencia del concreto y del acero y de su localización con respecto al espesor del elemento estructural.

El espaciamiento de las varillas paralelas no será menor que el diámetro nominal de la varilla ni de 1.5 veces el tamaño del agregado máximo. Si se utilizan paquetes de varillas, estos contendrán 4 varillas como máximo y se consideraran como una sola unidad para propósitos de espaciamiento.

Para asegurar la posición correcta del acero de refuerzo, se podrán utilizar bloques de concreto, separadores y soportes.

CIMBRA

La cimbra se diseñara para soportar las presiones del concreto durante el colado y el vibrado de este, y deberá ser lo suficientemente rígida para mantener la geometría del concreto sin alteraciones.

Antes del vaciado del concreto, se debe aplicar un recubrimiento en la superficie de la cimbra para facilitar la posterior remoción de esta. Este recubrimiento puede ser grasa, diesel, aceite quemado, etc.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Las capas de colado deberán consistir en camas de concreto de 5.0 a 10.0 [cm]. De espesor sobre material base ya compactado. El ciclo de fabricación del pilote puede ser de tal manera que los pilotes colados en una fase primaria sean la cimbra en una siguiente fase.

La cimbra se asegurara contra flotación y hundimiento, cuyas deflexiones no excederán de 0.64 [cm].

FABRICACIÓN Y COLADO

Los pilotes se fabricaran de concreto reforzado cumpliendo con la forma , dimensiones y armados que indiquen los planos estructurales .

El acero de refuerzo deberá colocarse en la posición indicada en los detalles cumpliendo estrictamente con los recubrimientos, diámetros de varillas, separación etc. y asegurando mediante amarres para evitar desplazamientos durante el colado y vibrado del concreto.

Se deberán garantizar la posición correcta del acero de refuerzo, utilizando silletas de varilla.

Los pilotes se colaran horizontal, monolítica y continuamente. El colado puede realizarse con bombas, herramientas manuales, etc., se seguirá la recomendación de colado como se indican en los planos estructurales.

La transportación del concreto del lugar de la mezcla al lugar del colado se ejecutara de tal manera que se evite la segregación de sus componentes.

El concreto se vibrara con elementos tales como barras de acero o vibradores de alta frecuencia, de forma que se eviten burbujas de aire y obtener un colado compacto. Si existen algunas cavidades o poros que, en opinión del supervisor, puedan llegar a afectar la seguridad estructural de los pilotes, estos se rechazaran y volverán a construir.

Las superficies de las caras del pilote deberán ser lisas, continuas y exentas de salientes, escarificaciones, oquedades o rugosidades de cualquier clase.

La longitud total del pilote quedara definida como la distancia entre el nivel de desplante del pilote ambos referidos al banco de nivel base establecido por el estudio geotécnico, más el empotramiento en el cabezal de cimentación y/o la longitud que fuera necesaria por descabece.

CURADO

Cada pilote será curado manteniéndolo húmedo durante 10 días, por medio de algún método propuesto por el contratista y aprobado por el supervisor del cliente.

CAPÍTULO II “Normatividad”

MANEJO

Cada pilote será marcado y estampado con el día de su manufactura, longitud y puntos de izaje marcados plenamente. El manejo de pilotes durante el cimbrado, curado, almacenamiento y proceso de transportación se ejecutara de tal forma, que los esfuerzos flexionantes y caídas se eviten. Los pilotes se transportaran, izarán y se apoyarán solamente en los puntos señalados en los planos.

Los pilotes deberán manejarse y almacenarse de tal forma que cualquier daño se evite. Si cualquier pilote muestra fracturas, este será rechazado y repuesto por el contratista.

Los pilotes no deberán ser manipulados antes de 14 días después de colados.

Los pilotes se podrán mover cuando la resistencia a la compresión del concreto ha alcanzado el 80% de la resistencia de diseño.

Los pilotes que, en opinión del supervisor estén dañados de tal manera que no sean apropiados para hincarse; se rechazaran y repondrán por pilotes en buen estado.

Los pilotes de concreto serán levantados por medio de pasadores u otro medio indicando en el proyecto y/o autorizado por el cliente.

Para el izaje de los pilotes se sujetaran estos en no menos de dos puntos, situados de preferencia a las quintas partes extremas, pero a no más de 6.0 [m]. entre si.

CALIDAD DE LOS MATERIALES

CONCRETO

Se utilizara concreto con resistencia a la compresión simple de 300 [kg/cm²] a los 28 días.

La proporción de la mezcla, el colado y el curado, estarán de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a las especificaciones para concreto.

ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo estará en acorde a las especificaciones para acero de refuerzo ASTM A-615 con $f_y = 4200$ [kg/cm²].

HINCADO

Todos los pilotes deberán estar completamente limpios antes del hincado.

No se permitirá hincar pilotes con fracturas o fisuras. Los pilotes no se hincaran hasta que la resistencia a compresión del concreto haya alcanzado 300 [kg/cm²], o después de 30 días, mínimo, de la fecha de colado.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Se colocaran marcas a cada metro como máximo, a lo largo de todo el pilote, para poder determinar con mayor facilidad, cuantos golpes son necesarios para hincar el pilote un metro.

Los pilotes se moverán por medio de ganchos, únicamente en los puntos de izaje. Los pilotes se colocaran en el lugar correcto, donde se encuentre el barreno previo, de acuerdo al mostrado en los planos de cimentación.

El contratista del hincado de los pilotes se encargara de suministrar un sistema absorbente del impacto, en la cabeza del pilote y acoplado al martinete, para evitar posibles daños en el pilote durante el hincado.

El contratista utilizara guías fijas u otros sistemas para mantener al pilote en su posición correcta, alineada, también axialmente con el martinete.

El contratista tomara un cuidado especial, en asegurar que los pilotes no se pandeen, pierdan su verticalidad o posición correcta.

Los pilotes dañados durante el hincado deberán ser retirados y sustituidos por otros en perfecto estado.

Antes de proceder al hincado de pilotes se efectuara una perforación previa, cuyo diámetro deberá de ser 5.0 [cm] menor que el diámetro del circulo que quede inscrito dentro de la sección transversal del pilote y hasta una profundidad de 1.5 [m] por arriba del desplante de proyecto del pilote.

La perforadora que se utilice no deberá tener juego en el cabezal, será responsabilidad de construcción el verificar este punto.

La perforación previa podrá realizarse con ademe metálico o con lodo bentonítico.

El hincado del pilote no deberá exceder de 4 horas después de terminada la perforación previa.

El hincado del pilote se hará en una sola operación, no se permitirá interrupciones en el hincado de más de una hora. Cuando el hincado del pilote se interrumpa por circunstancias extraordinarias y después de esto no es posible continuar con el hincado, el pilote se removerá y se reemplazara por otro.

No se hincaran pilotes en ausencia del supervisor del cliente.

Los pilotes dañados durante el hincado se removerán y remplazaran por otros en perfectas condiciones. La cabeza del pilote deberá estar perpendicular al eje axial del pilote para asegurar la distribución uniforme de las fuerzas de impacto.

Para minimizar las maniobras, los grupos de pilotes se hincaran desde el centro del grupo hacia afuera.

CAPÍTULO II “Normatividad”

Se ejecutara una excavación antes del hincado de cada pilote conforme a lo indicado en planos estructurales.

El contratista hará un registro del hincado de cada pilote, este registro incluirá la siguiente información como mínimo:

- identificación del pilote
- fecha de hincado
- longitud real y su localización
- resistencia y tipo de pilote
- tipo de martinete utilizado, número de golpes por minuto, número de golpes por cada 50 [cm] de penetración en toda la longitud de hincado y por cada 10 [cm] de penetración en los últimos 2.0 [m] de hincado

El contratista marcara a cada centímetro los últimos metros de los pilotes para facilitar el registro de cada uno de ellos.

Después de que el pilote ha sido hincado, el área circundante a él se inspeccionara y limpiara de partículas, para observar si se desarrollaron cavidades o grietas en el área; en caso de que esto suceda, se deberán de rellenar con arena fina bien graduada. la colocación de la arena se ejecutara de manera cuidadosa para llenar todos los vacíos y prevenir algún posible bloqueo, se podrá utilizar un poco de agua para facilitar el avance de la arena , otra alternativa, es utilizar una mezcla de arena fina con cemento, lo cual también tiene resultados satisfactorios.

El espaciamiento entre centros de pilotes, deberá ser mayor o igual a tres veces su dimensión lateral.

Al empalmar cada tramo de pilote se deberá verificar su verticalidad en la medida que avance el hincado, este será interrumpido en un lapso no mayor a una hora para ejecutar cada empalme, continuando posteriormente con el proceso.

Una vez hincando cada pilote y verificando los niveles de desplante (N.D.P.), se procederá a descabezar su extremo superior, cortándolo a escuadra y al nivel fijado en el proyecto, teniendo especial cuidado de no dañar la parte del pilote inmediata abajo de dicho nivel.

En el caso de que algún pilote haya emergido, se hincara nuevamente hasta el nivel de desplante fijado en el proyecto antes de realizar el descabece.

PRUEBAS

La longitud total del pilote deberá verificarse en campo debido a la heterogeneidad del subsuelo, se recomienda hincar un pilote de prueba por cada 50 pilotes hincados, para que con esto se pueda estimar la profundidad del estrato resistente de desplante y así comprobar la longitud del pilote indicando en los planos estructurales.

CAPÍTULO II “Normatividad”

TOLERANCIAS

La posición del acero de refuerzo no diferirá de la del diseño en:

- El acero de refuerzo longitudinal ± 0.5 cm
- Estribos o espiral ± 1.0 cm
- El eje longitudinal del pilote en posición vertical, previa a su hincado no excederá de 5 mm. por cada 7.0 [m] de longitud del pilote, con el fin de garantizar una distribución uniforme de las fuerzas de impacto
- La recta que une los extremos del pilote no formara con la de diseño un ángulo superior a 12 minutos, una vez hincado el pilote
- La posición final vertical de la cabeza no distara más de 10.0 [cm] respecto a la del proyecto

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

CAPÍTULO III. “Descripción Estructural del Proyecto”

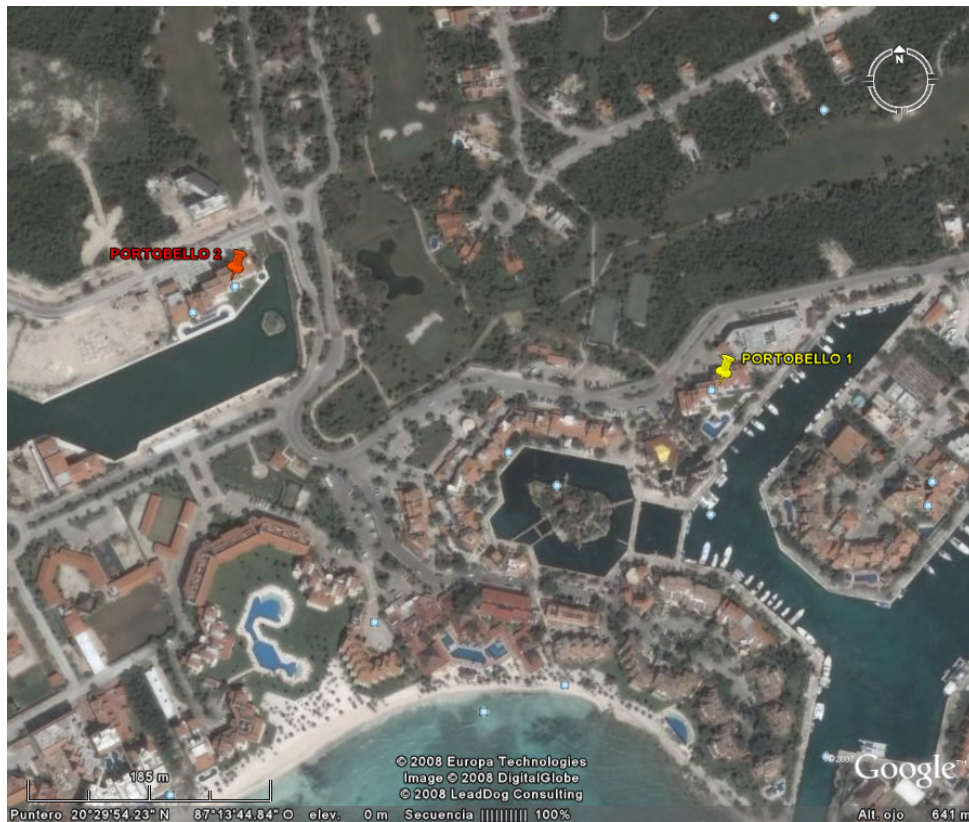
DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto Portobello 2 se encuentra localizado en Quintana Roo, Municipio de Solidaridad, dentro del parque temático Puerto Aventuras.



UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



PORTOBELLO 1 Y PORTOBELLO 2



PORTOBELLO 1

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

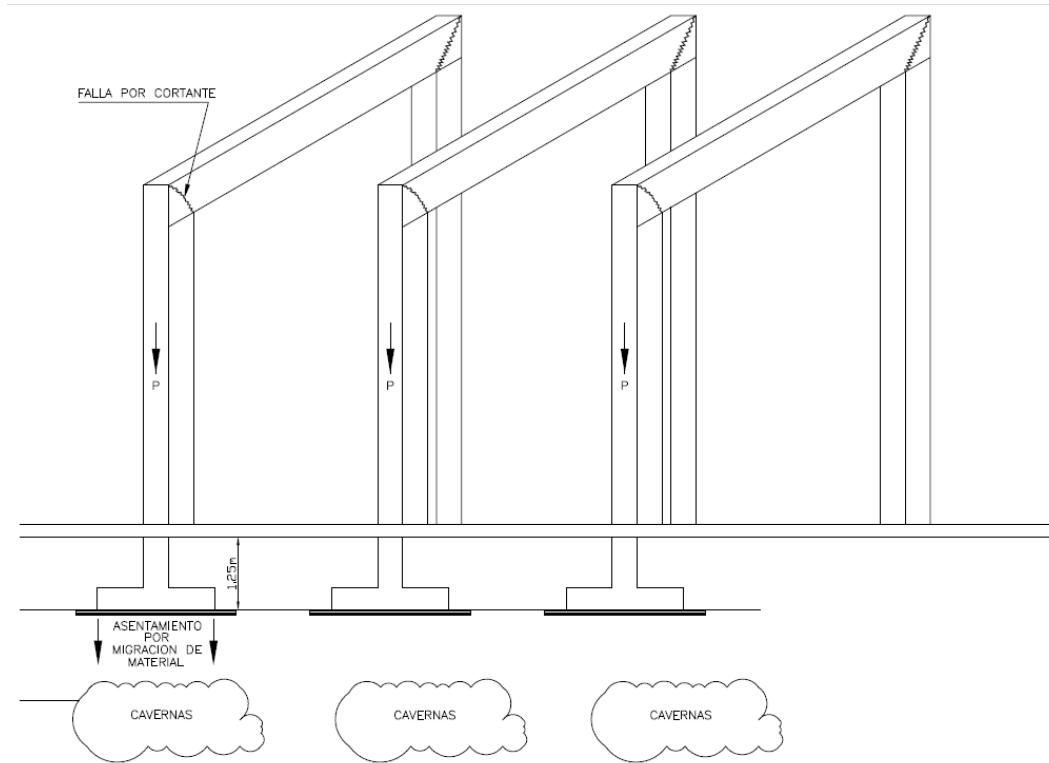


PORTOBELLO 2

La estructuración de la unidad residencial Portobello 2 fue resuelta a partir de una cimentación de zapatas aisladas a una profundidad promedio de desplante de 4.00 [m] diseñadas para resistir las cargas que obedecen a las solicitaciones del sistema. La súper estructura fue ejecutada mediante el sistema Columna – Trabe y consta de tres niveles para un área construida total (incluye todos los niveles) de 2744 [m²]. Los muros perimetrales son de concreto, la losa de entrepiso es de 15 [cm] de espesor, la losa de azotea es de 10 [cm] de espesor, los muros interiores o muros divisorios entre condominios son de tablaroca, los muros divisorios de las áreas de cada condominio son muros de cristal sin ligar a la estructura. Debido a las características fisiográficas del lugar, la experiencia anterior con la unidad residencial Portobello 1 y la semejanza en la geometría y distribución de éstos dos conjuntos habitacionales, se optó por extrapolar muchas de las características de Portobello 1, cuestión que trajo consecuencias de tipo estructural, mismas que se explican a continuación.

El proyecto denominado Condominio Portobello 2 exhibe deficiencias estructurales en el 75 por ciento de las uniones Trabe – Columna debido a la presencia de grietas a 45°, esto está asociado a una falla por cortante, misma que a su vez fue ocasionada por el efecto de migración de material, como consecuencia de la existencia de cavernas, la trayectoria de las líneas de flujo referidas al nivel freático y a la acción del martillo neumático debida a los sondeos pos-exploratorios.

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



ASPECTOS ESTRUCTURALES

Cabe mencionar de manera sobresaliente que el siguiente Análisis de Cargas es un “**ESTIMADO**”, ya que desde la recopilación de la información en el Sitio del Proyecto (Solidaridad, Quintana Roo) me fue negada con el argumento de confidencialidad del proyecto, esto con el fin de no difundir el diseño. A continuación estimaré la descarga al suelo de acuerdo con la geometría que puede observarse en el plano arquitectónico.

De acuerdo a la geometría del complejo habitacional, aunado a los requerimientos adicionales que contempla el RCDF, se obtuvo la siguiente bajada de cargas para el diseño óptimo de la recimentación, considerando el área afectada en la que se realizaron los sondeos.

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

BAJADA DE CARGAS

• **CÁLCULO DE PESO POR NIVEL**

1. Cálculo Nivel Azotea Az

Losa de concreto reforzado de **10** [cm] de espesor

Peso volumétrico **2.4** [t/m²]

Resistencia a la compresión del concreto de $f'c = 250$ [kg/cm²]

Área **363.22** [m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Relleno e impermeabilización **150** [kg/m²]

Instalaciones y plafones **40** [kg/m²]

Peso instantáneo **180** [kg/m²]

Fórmula:

$$W = (0.10 * 2400) + (20 + 150 + 40) = 450 [kg / m^2]$$

$$W = 450 [kg/m^2]$$

Entonces:

$$W_{TOTAL} = (W * AREA) + (W_{INST} * AREA) = (450 * 363.22) + (180 * 363.22)$$

$$\underline{W_{TOTAL} = 228.828 [T]}$$

2. Cálculo Tercer Nivel

Losa de concreto reforzado de **15** [cm] de espesor

Peso volumétrico **2.4** [t/m²]

Resistencia a la compresión del concreto de $f'c = 250$ [kg/cm²]

Área **363.22** [m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Firme de mortero 2 [cm] **42** [kg/m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Loseta para piso **40** [kg/m²]

Instalaciones y plafones **24** [kg/m²]

Muros divisorios **100** [kg/m²]

Peso instantáneo **180** [kg/m²]

Peso total de columnas **65.4** [ton]

Peso total de trabes primarias **53.2** [ton]

Peso total de trabes secundarias **21** [ton]

Fórmula:

$$W = (0.15 * 2400) + (20 + 42 + 20 + 40 + 24 + 100)$$

$$W = 606 [kg/m^2]$$

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

Entonces:

$$W_{TOTAL} = (W * AREA) + (W_{INST} + AREA) + COLUMNAS + TRABES_{PRIMARIAS} + TRABES_{SECUNDARIAS}$$

$$W_{TOTAL} = (606 * 363.22) + (180 * 363.22) + 6540 + 5320 + 2100$$

$$\underline{W_{TOTAL} = 299.450 [T]}$$

3. Cálculo Segundo Nivel

Losa de concreto reforzado de **15** [cm] de espesor

Peso volumétrico **2.4** [t/m²]

Resistencia a la compresión del concreto de $f'c = 250$ [kg/cm²]

Área **699.00** [m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Firme de mortero 2 [cm] **42** [kg/m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Loseta para piso **40** [kg/m²]

Instalaciones y plafones **24** [kg/m²]

Muros divisorios **100** [kg/m²]

Peso instantáneo **180** [kg/m²]

Peso total de columnas **65.4** [ton]

Peso total de traves primarias **53.2** [ton]

Peso total de traves secundarias **21** [ton]

Fórmula:

$$W = (0.15 * 2400) + (20 + 42 + 20 + 40 + 24 + 100)$$

$$W = 606 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Entonces:

$$W_{TOTAL} = (W * AREA) + (W_{INST} + AREA) + COLUMNAS + TRABES_{PRIMARIAS} + TRABES_{SECUNDARIAS}$$

$$W_{TOTAL} = (606 * 699) + (180 * 699) + 6540 + 5320 + 2100$$

$$\underline{W_{TOTAL} = 563.374 [T]}$$

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

4. Cálculo Primer Nivel

Losa de concreto reforzado de **15** [cm] de espesor

Peso volumétrico **2.4** [t/m²]

Resistencia a la compresión del concreto de $f'c = 250$ [kg/cm²]

Área **1318.24** [m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Firme de mortero 2 [cm] **42** [kg/m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Loseta para piso **40** [kg/m²]

Instalaciones y plafones **24** [kg/m²]

Muros divisorios **100** [kg/m²]

Peso instantáneo **180** [kg/m²]

Peso total de columnas **65.4** [ton]

Peso total de trabes primarias **53.2** [ton]

Peso total de trabes secundarias **21** [ton]

Fórmula:

$$W = (0.15 * 2400) + (20 + 42 + 20 + 40 + 24 + 100)$$

$$W = 606 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Entonces:

$$W_{TOTAL} = (W * AREA) + (W_{INST} * AREA) + COLUMNS + TRABES_{PRIMARIAS} + TRABES_{SECUNDARIAS}$$

$$W_{TOTAL} = (606 * 1318.24) + (180 * 1318.24) + 6540 + 5320 + 2100$$

$$\underline{\underline{W_{TOTAL} = 1050.096 \text{ [ton]}}}$$

5. Cálculo de Planta Baja

Losa de concreto reforzado de **15** [cm] de espesor

Peso volumétrico **2.4** [t/m²]

Resistencia a la compresión del concreto de $f'c = 250$ [kg/cm²]

Área **1361.35** [m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Firme de mortero 2 [cm] **42** [kg/m²]

Carga adicional RCDF **20** [kg/m²]

Loseta para piso **40** [kg/m²]

Instalaciones y plafones **24** [kg/m²]

Peso instantáneo **100** [kg/m²]

Peso total de columnas **65.4** [ton]

Peso total de trabes primarias **53.2** [ton]

Peso total de trabes secundarias **21** [ton]

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

Fórmula:

$$W = (0.15 * 2400) + (20 + 42 + 20 + 40 + 24)$$

$$W = 506 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Entonces:

$$W_{TOTAL} = (W * AREA) + (W_{INST} * AREA) + COLUMNS + TRABES_{PRIMARIAS} + TRABES_{SECUNDARIAS}$$

$$W_{TOTAL} = (506 * 1361.35) + (100 * 1361.35) + 6540 + 5320 + 2100$$

$$W_{TOTAL} = 838.938 \text{ [T]}$$

DESCARGA

NIVELES	PESO [T]	ÁREA [m2]
AZOTEA	228.82	363.22
3°	299.45	363.22
2°	563.37	699.00
1°	1050.10	1318.24
PB	838.93	1361.25
ΣNIVELES=	<u>2980.70</u>	<u>4104.93</u>

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

“Estudios de Mecánica de Suelos”

CONDICIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Debido a la aparición de grietas que se están manifestando en la zona de los condominios vecinos de Portobello 2, de 3 niveles, mismos que se encuentran en proceso constructivo y en la actualidad se tiene un avance de 3 niveles respectivamente en obra negra, la realización del informe técnico, cuyo objeto es conocer la estratigrafía, para detectar cavernas para que con base en estas se propongan las alternativas de recomendación a realizar en el edificio por construir.

Por la forma de aparición de las grietas, se tiene la hipótesis que estas se presentaron al romper la roca con el martillo neumático, los impactos que genera este reactivan las grietas que se presentan en el suelo y/o roca de apoyo de la estructura; manifestándose en las grietas pequeños movimientos que afectan a la estructura por generarse pérdida de fricción entre las rocas, existiendo así movimientos de los macizos rocosos hacia las zonas de las cavidades, motivo por el cual las estructuras presentan grietas a 45°, entre esta sin duda alguna es la teoría más apegada a la realidad, correlacionando los sondeos entre grietas y cuevas. **Así mismo la cimentación no es lo suficientemente rígida para soportar y puentear las cargas que transmiten las columnas al suelo de apoyo.**

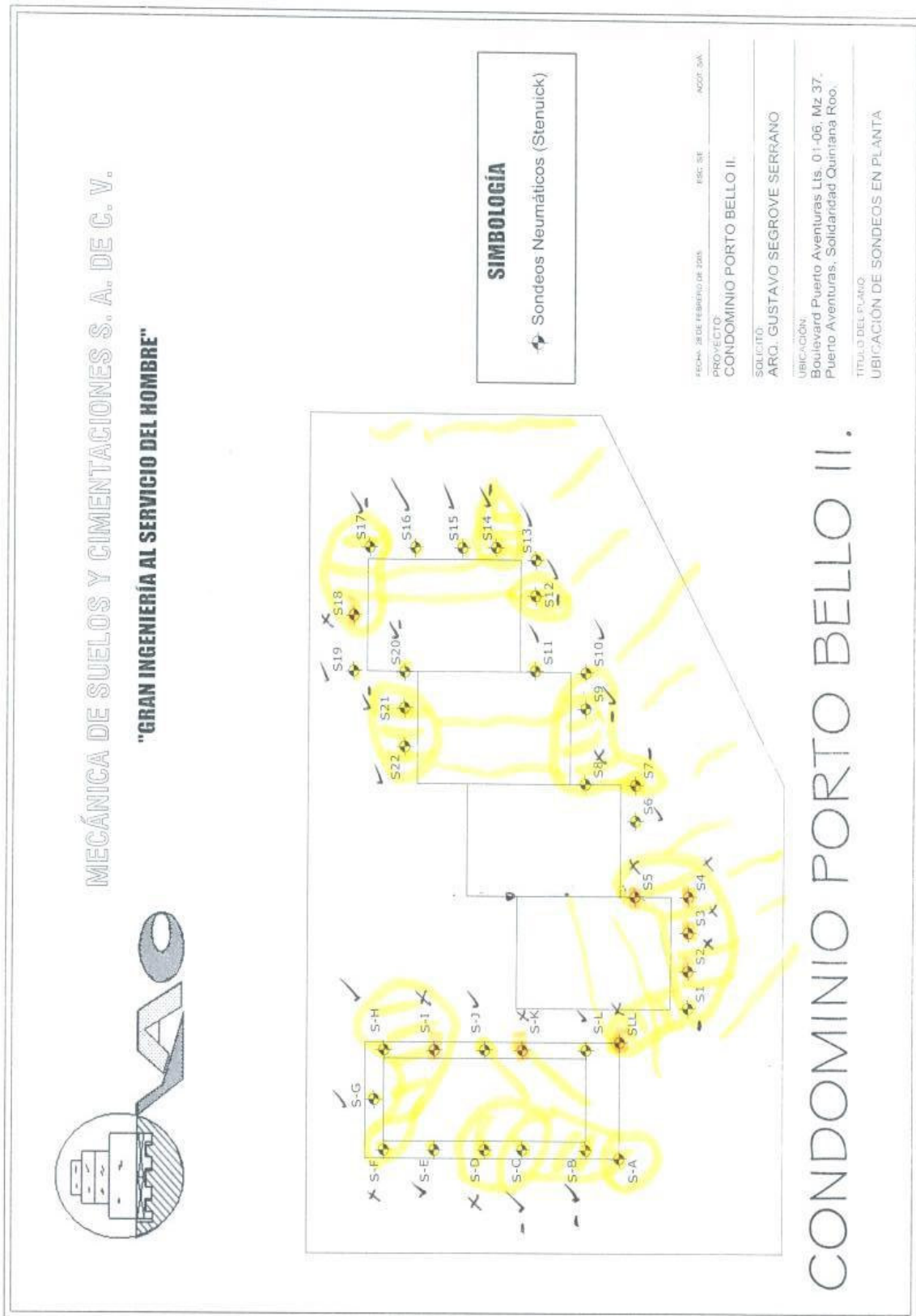
EXPLORACIÓN

Con objeto de conocer la estratigrafía y detectar cavernas se programó la ejecución de 35 sondeos exploratorios con perforadora neumática tipo Stenuick con la cual se perforó tomando lecturas tiempo vs. Profundidad cada 25 [cm] elaborando gráficas Tiempo vs. Profundidad y clasificando el suelo y/o roca encontrados, así como las cavidades.

ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO

La estratigrafía encontrada en el sitio es muy heterogénea de un sitio a otro, se encuentran grietas y cavernas a diferentes profundidades, por lo que se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos distribuyendo los sondeos de la siguiente manera:

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEOS

Clasificación de Sondeos, respecto de la información obtenida a partir de cada uno:

PRESENCIA DE CAVERNAS	CAVIDAD RELLENA C/ ARENA SUELTA Y ARENA POCO COMPACTADA	CONTINUIDAD EN LA MASA ARENOSA
	S-1	
S-2	S-2	
S-3	S-3	
S-4	S-4	
S-5	S-5	
		S-6
	S-7	
S-8	S-8	
	S-9	
	S-10	
	S-11	
	S-12	
		S-13
	S-14	
	S-15	
	S-16	
	S-17	
S-18	S-18	
	S-19	
	S-20	
	S-21	
	S-22	
S-A	S-A	
	S-B	
	S-C	
S-D	S-D	
	S-E	
S-F	S-F	
	S-G	
	S-H	
S-I	S-I	
	S-J	
S-K	S-K	
	S-L	
S-LL	S-LL	

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

ANÁLISIS

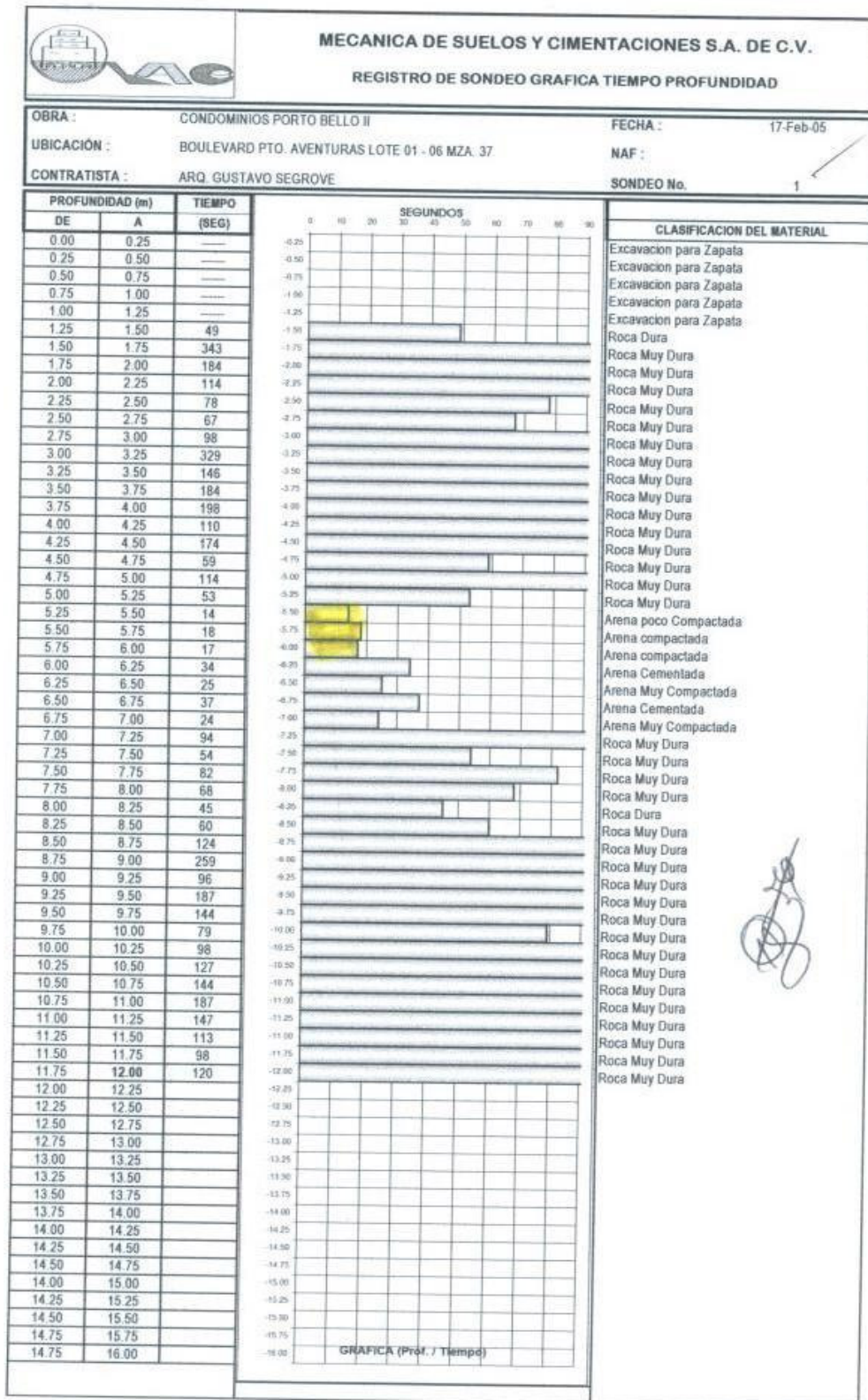
Para el siguiente análisis consideraremos como la cota +0.00 el Nivel de Terreno Natural y la siguiente nomenclatura:

- Arena poco Compactada APC
- Cavidad Rellena con Arena Suelta CR
- Caverna C
- Arena Compactada AC
- Arena Muy Compactada AMC
- Arena Cementada ACEM
- Roca Dura RD
- Roca Muy Dura RMD
- Excavación para Zapata EZ

SONDEO 1

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
EZ	0.00 – 1.25	-	1.25
RD	1.25 – 1.50	49	0.25
RMD	1.50 – 5.25	2251	3.75
APC	5.25 – 5.50	14	0.25
AC	5.50 – 6.00	35	0.50
ACEM	6.00 – 6.25	34	0.25
AMC	6.25 – 6.50	25	0.25
ACEM	6.50 – 6.75	37	0.25
AMC	6.75 – 7.00	24	0.25
RMD	7.00 – 8.00	298	1.00
RD	8.00 – 8.25	45	0.25
RMD	8.25 – 12.00	1953	3.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

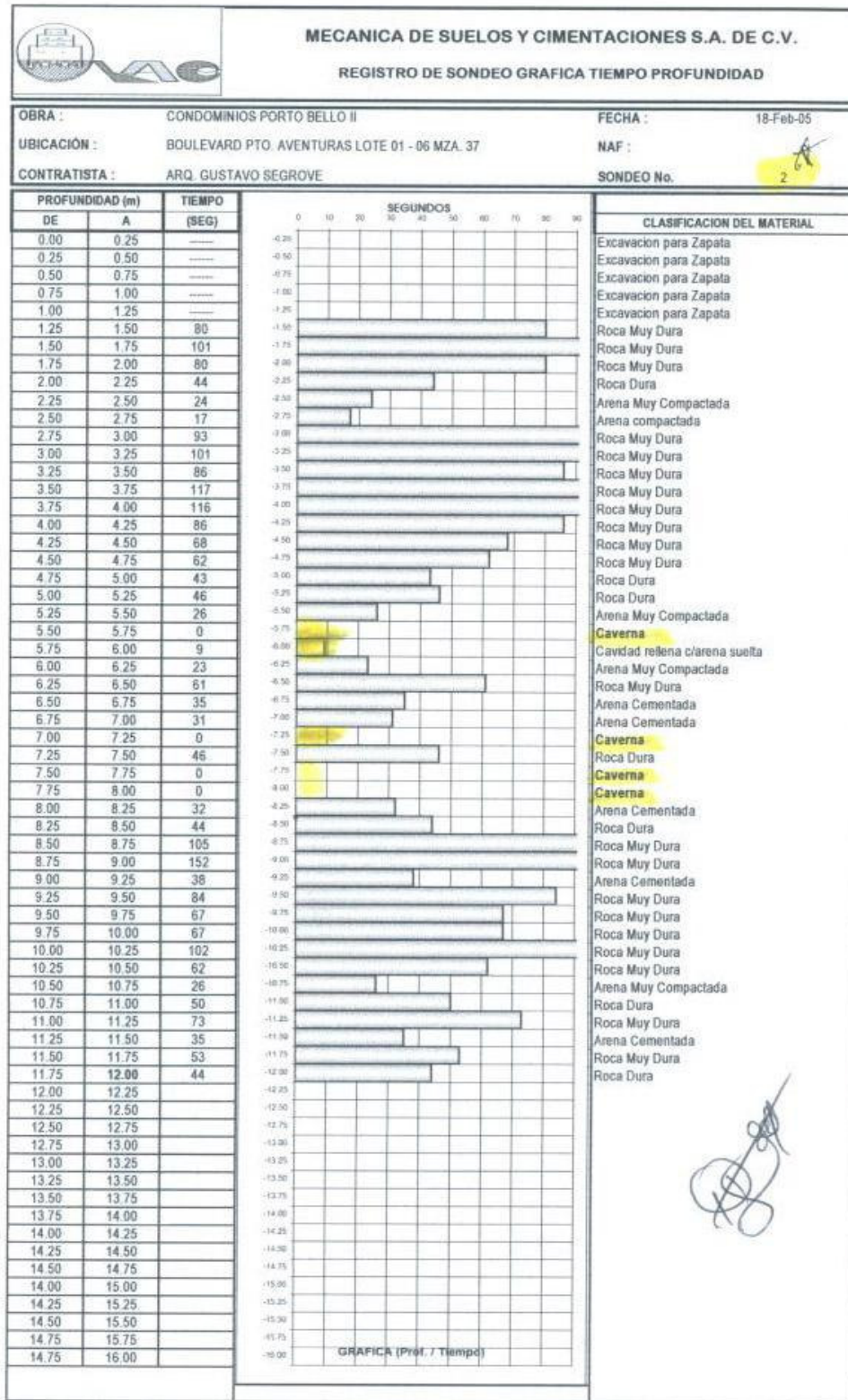


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 2

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
EZ	0.00 – 1.25	-	1.25
RMD	1.25 – 2.00	261	1.75
RD	2.00 – 2.25	44	0.25
AMC	2.25 – 2.50	24	0.25
AC	2.50 – 2.75	17	0.25
RMD	2.75 – 4.75	729	2.00
RD	4.75 – 5.25	89	0.50
AMC	5.25 – 5.50	26	0.25
C	5.50 – 5.75	0	0.25
CR	5.75 – 6.00	9	0.25
AMC	6.00 – 6.25	23	0.25
RMD	6.25 – 6.50	61	0.25
ACEM	6.50 – 7.00	66	0.50
C	7.00 – 7.25	0	0.25
RD	7.25 – 7.50	46	0.25
C	7.50 – 8.00	0	0.50
ACEM	8.00 – 8.25	32	0.25
RD	8.25 – 8.50	44	0.25
RMD	8.50 – 9.00	257	0.50
ACEM	9.00 – 9.25	38	0.25
RMD	9.25 – 10.50	382	1.25
AMC	10.50 – 10.75	26	0.25
RD	10.75 – 11.00	50	0.25
RMD	11.00 – 11.25	73	0.25
ACEM	11.25 – 11.50	35	0.25
RMD	11.50 – 11.75	53	0.25
RD	11.75 – 12.00	44	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

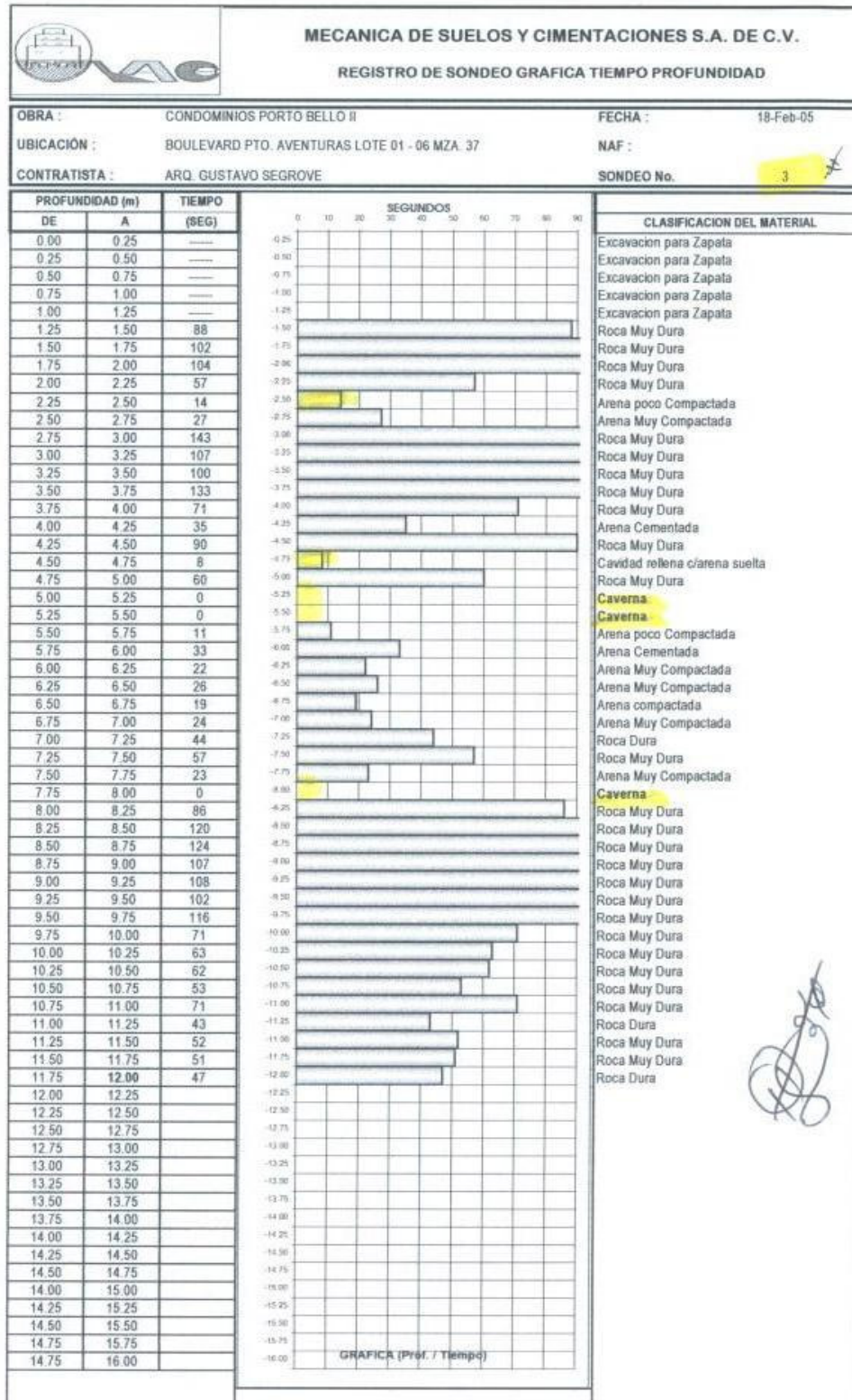


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 3

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
EZ	0.00 – 1.25	-	1.25
RMD	1.25 – 2.25	351	1.00
APC	2.25 – 2.50	14	0.25
AMC	2.50 – 2.75	27	0.25
RMD	2.75 – 4.00	554	1.25
AC	4.00 – 4.25	35	0.25
RMD	4.25 – 4.50	90	0.25
CR	4.50 – 4.75	8	0.25
RMD	4.75 – 5.00	60	0.25
C	5.00 – 5.50	-	0.50
APC	5.50 – 5.75	11	0.25
ACEM	5.75 – 6.00	33	0.25
AMC	6.00 – 6.50	48	0.50
AC	6.50 – 6.75	19	0.25
AMC	6.75 – 7.00	24	0.25
RD	7.00 – 7.25	44	0.25
RMD	7.25 – 7.50	57	0.25
AMC	7.50 – 7.75	23	0.25
C	7.75 – 8.00	-	0.25
RMD	8.00 – 11.00	1083	3.00
RD	11.00 – 11.25	43	0.25
RMD	11.25 – 11.75	103	0.50
RD	11.75 – 12.00	47	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 4

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
EZ	0.00 – 1.25	-	1.25
RD	1.25 – 1.50	44	0.25
AMC	1.50 – 1.75	21	0.25
RD	1.75 – 2.00	45	0.25
CR	2.00 – 2.25	10	0.25
C	2.25 – 2.75	-	0.50
RMD	2.75 – 3.50	477	0.75
RD	3.50 – 3.75	48	0.25
ACEM	3.75 – 4.00	34	0.25
AC	4.00 – 4.25	17	0.25
RMD	4.25 – 4.50	53	0.25
CR	4.50 – 4.75	10	0.25
ACEM	4.75 – 5.00	31	0.25
AC	5.00 – 5.25	18	0.25
ACEM	5.25 – 5.50	32	0.25
AC	5.50 – 5.75	19	0.25
AMC	5.75 – 6.00	26	0.25
ACEM	6.00 – 6.25	35	0.25
AMC	6.25 – 6.50	28	0.25
RMD	6.50 – 7.50	321	1.00
RD	7.50 – 7.75	44	0.25
C	7.75 – 8.25	-	0.50
APC	8.25 – 8.50	11	0.25
RMD	8.50 – 8.75	71	0.25
C	8.75 – 9.50	-	0.75
ACEM	9.50 – 9.75	38	0.25
CR	9.75 – 10.00	7	0.25
C	10.00 – 10.50	-	0.50
CR	10.50 – 10.75	5	0.25
APC	10.75 – 11.25	23	0.50
RMD	11.25 – 12.00	194	0.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

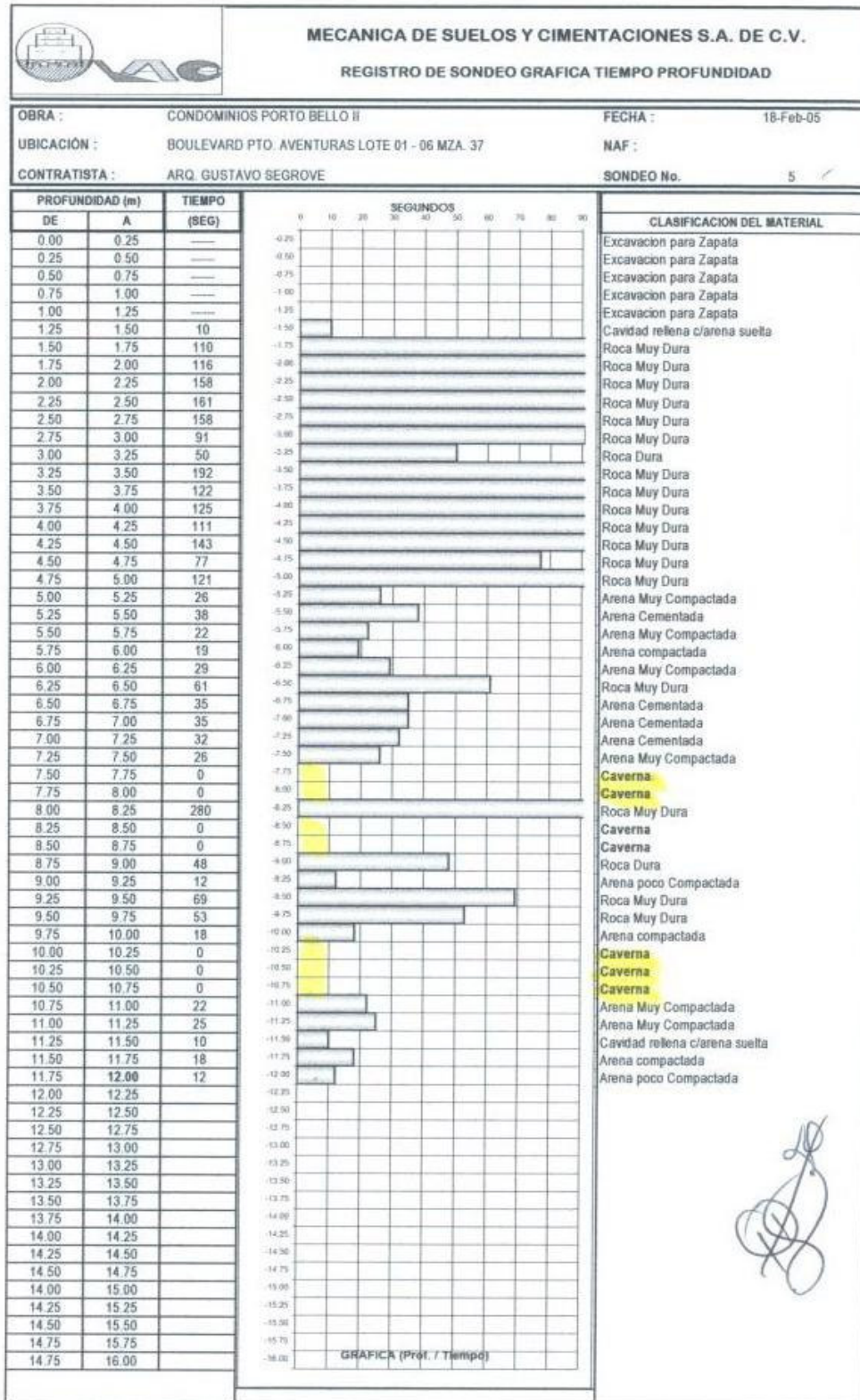


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 5

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
EZ	0.00 – 1.25	-	1.25
CR	1.25 – 1.50	10	0.25
RMD	1.50 – 3.00	794	1.50
RD	3.00 – 3.25	50	0.25
RMD	3.25 – 5.00	841	1.75
AMC	5.00 – 5.25	26	0.25
ACEM	5.25 – 5.50	38	0.25
AMC	5.50 – 5.75	22	0.25
AC	5.75 – 6.00	19	0.25
AMC	6.00 – 6.25	29	0.25
RMD	6.25 – 6.50	81	0.25
ACEM	6.50 – 7.25	102	0.75
AMC	7.25 – 7.50	26	0.25
C	7.50 – 8.00	-	0.50
RMD	8.00 – 8.25	280	0.25
C	8.25 – 8.75	-	0.50
RD	8.75 – 9.00	48	0.25
APC	9.00 – 9.25	12	0.25
RMD	9.25 – 9.75	122	0.50
AC	9.75 – 10.00	18	0.25
C	10.00 – 10.75	-	0.75
AMC	10.75 – 11.25	47	0.50
CR	11.25 – 11.50	10	0.25
AC	11.50 – 11.75	18	0.25
APC	11.75 – 12.00	12	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

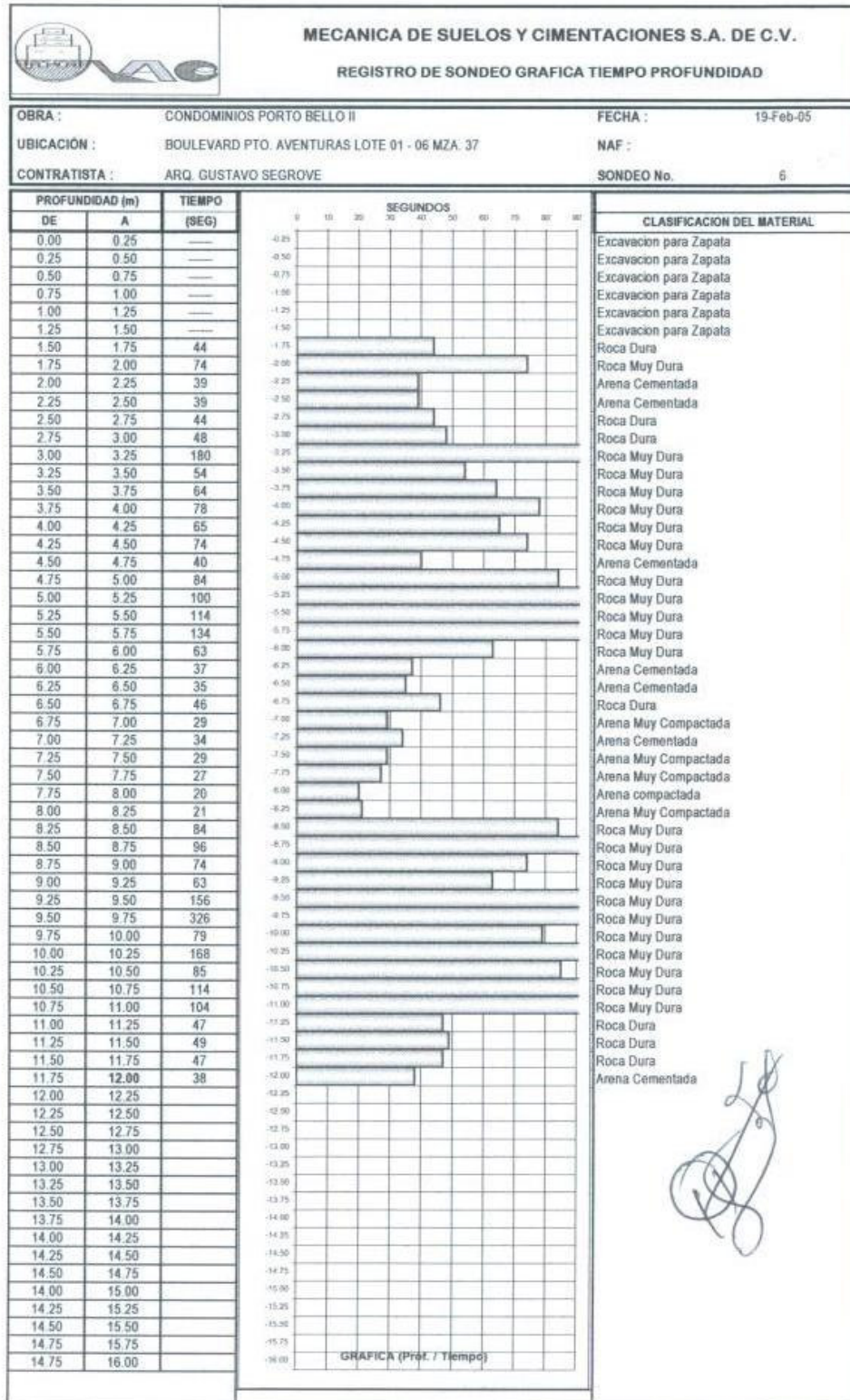


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 6

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
EZ	0.00 – 1.50	-	1.50
RD	1.50 – 1.75	44	0.25
RMD	1.75 – 2.00	74	0.25
ACEM	2.00 – 2.50	78	0.50
RD	2.50 – 3.00	52	0.50
RMD	3.00 – 4.50	515	1.50
ACEM	4.50 – 4.75	40	0.25
RMD	4.75 – 6.00	495	1.25
ACEM	6.00 – 6.50	72	0.50
RD	6.50 – 6.75	48	0.25
AMC	6.75 – 7.00	29	0.25
ACEM	7.00 – 7.25	34	0.25
AMC	7.25 – 7.75	56	0.50
AC	7.75 – 8.00	28	0.25
AMC	8.00 – 8.25	21	0.25
RMD	8.25 – 11.00	1349	2.75
RD	11.00 – 11.75	143	0.75
ACEM	11.75 – 12.00	38	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 7

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
APC	0.25 – 0.75	27	0.50
AMC	0.75 – 1.00	24	0.25
AC	1.00 – 1.25	16	0.25
ACEM	1.25 – 1.50	34	0.25
RD	1.50 – 1.75	44	0.25
AMC	1.75 – 2.00	24	0.25
ACEM	2.00 – 2.25	34	0.25
RD	2.25 – 2.50	43	0.25
RMD	2.50 – 3.50	594	1.00
ACEM	3.50 – 5.00	220	1.50
AMC	5.00 – 5.50	53	0.50
AC	5.50 – 5.75	16	0.25
AMC	5.75 – 6.00	23	0.25
RMD	6.00 – 6.25	64	0.25
RD	6.25 – 6.50	48	0.25
ACEM	6.50 – 7.00	68	0.50
RMD	7.00 – 7.25	54	0.25
AC	7.25 – 7.50	20	0.25
APC	7.50 – 7.75	14	0.25
RMD	7.75 – 8.00	231	0.25
AMC	8.00 – 8.25	27	0.25
RMD	8.25 – 9.50	413	1.25
CR	9.50 – 10.00	18	0.50
APC	10.00 – 10.25	14	0.25
CR	10.25 – 10.50	10	0.25
RD	10.50 – 10.75	44	0.25
RMD	10.75 – 12.00	474	1.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 8

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.75	19	0.75
APC	0.75 – 1.00	11	0.25
CR	1.00 – 1.50	13	0.50
RMD	1.50 – 4.00	955	2.50
RD	4.00 – 4.25	42	0.25
AMC	4.25 – 4.75	56	0.50
AC	4.75 – 5.00	17	0.25
APC	5.00 – 5.25	14	0.25
AC	5.25 – 5.50	17	0.25
AMC	5.50 – 5.75	23	0.25
AC	5.75 – 6.25	38	0.50
AMC	6.25 – 6.50	26	0.25
ACEM	6.50 – 6.75	34	0.25
AMC	6.75 – 7.00	22	0.25
RMD	7.00 – 7.25	51	0.25
APC	7.25 – 7.75	28	0.50
RMD	7.75 – 8.00	95	0.25
AC	8.00 – 8.25	20	0.25
RMD	8.25 – 8.75	177	0.50
C	8.75 – 10.00	-	1.75
RMD	10.00 – 10.75	252	0.75
ACEM	10.75 – 11.00	36	0.25
RMD	11.00 – 11.25	70	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

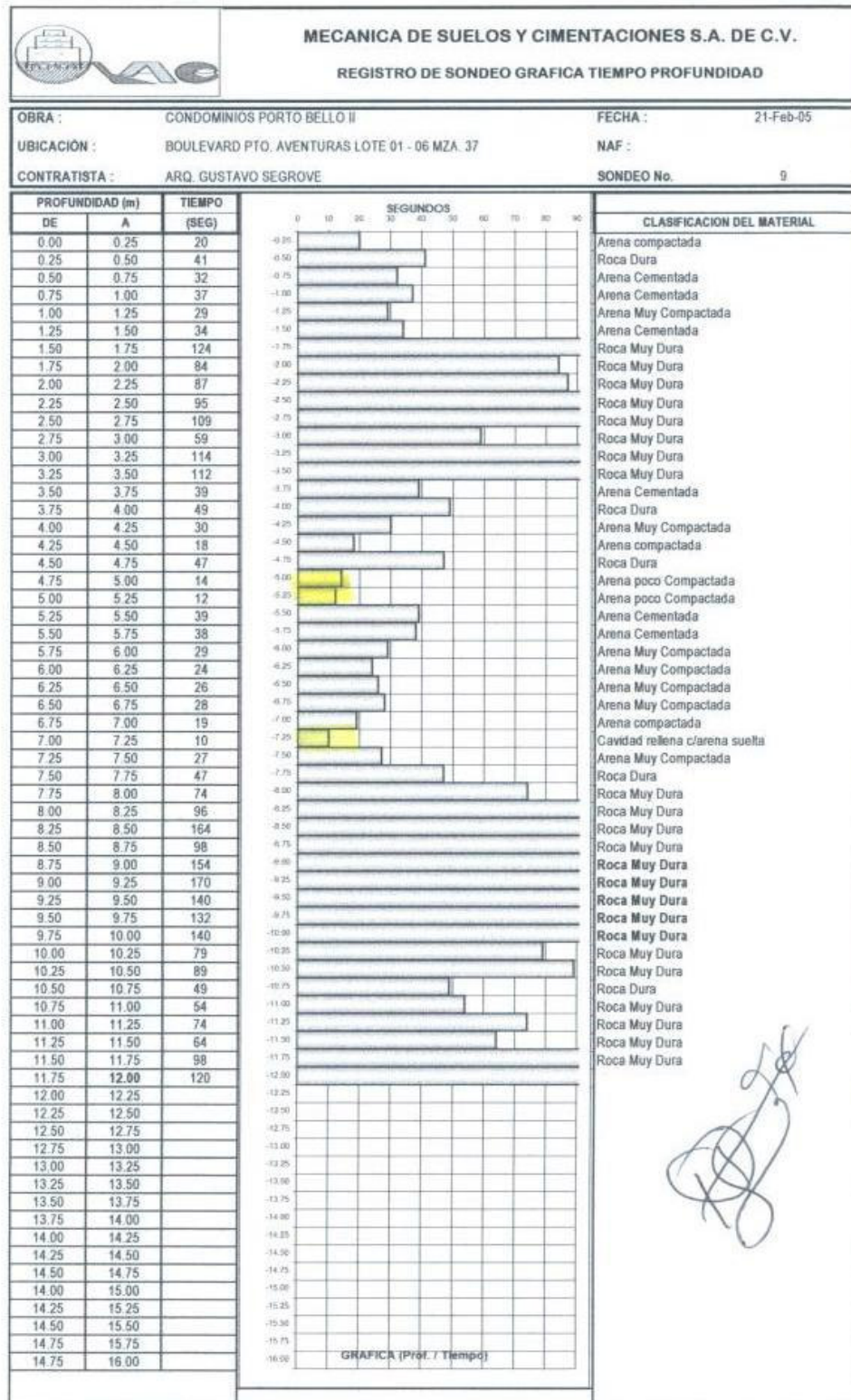


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 9

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.25	20	0.25
RD	0.25 – 0.50	41	0.25
ACEM	0.50 – 1.00	69	0.50
AMC	1.00 – 1.25	29	0.25
ACEM	1.25 – 1.50	34	0.25
RMD	1.50 – 3.50	784	2.00
ACEM	3.50 – 3.75	39	0.25
RD	3.75 – 4.00	49	0.25
AMC	4.00 – 4.25	30	0.25
AC	4.25 – 4.50	18	0.25
RD	4.50 – 4.75	47	0.25
APC	4.75 – 5.25	26	0.50
ACEM	5.25 – 5.75	77	0.50
AMC	5.75 – 6.75	107	1.00
AC	6.75 – 7.00	19	0.25
CR	7.00 – 7.25	10	0.25
AMC	7.25 – 7.50	27	0.25
RD	7.50 – 7.75	47	0.25
RMD	7.75 – 10.50	1336	2.75
RD	10.50 – 10.75	49	0.25
RMD	10.75 – 12.00	400	1.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 10

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
APC	0.00 – 0.25	14	0.25
AC	0.25 – 0.50	20	0.25
AMC	0.50 – 0.75	27	0.25
AC	0.75 – 1.00	17	0.25
APC	1.00 – 1.25	14	0.25
RMD	1.25 – 1.75	126	0.50
RD	1.75 – 2.00	49	0.25
ACEM	2.00 – 2.25	34	0.25
RD	2.25 – 2.50	49	0.25
RMD	2.50 – 3.75	393	1.25
AMC	3.75 – 4.50	85	0.75
ACEM	4.50 – 5.00	74	0.50
AMC	5.00 – 5.25	27	0.25
ACEM	5.25 – 5.50	34	0.25
RD	5.50 – 6.00	88	0.50
RMD	6.00 – 6.75	199	0.75
RD	6.75 – 7.50	135	0.75
RMD	7.50 – 9.25	904	1.75
ACEM	9.25 – 9.50	40	0.25
AMC	9.50 – 10.00	56	0.50
ACEM	10.00 – 10.75	105	0.75
AMC	10.75 – 11.00	27	0.25
RD	11.00 – 11.25	48	0.25
ACEM	11.25 – 11.50	39	0.25
RMD	11.50 – 12.00	119	0.50

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

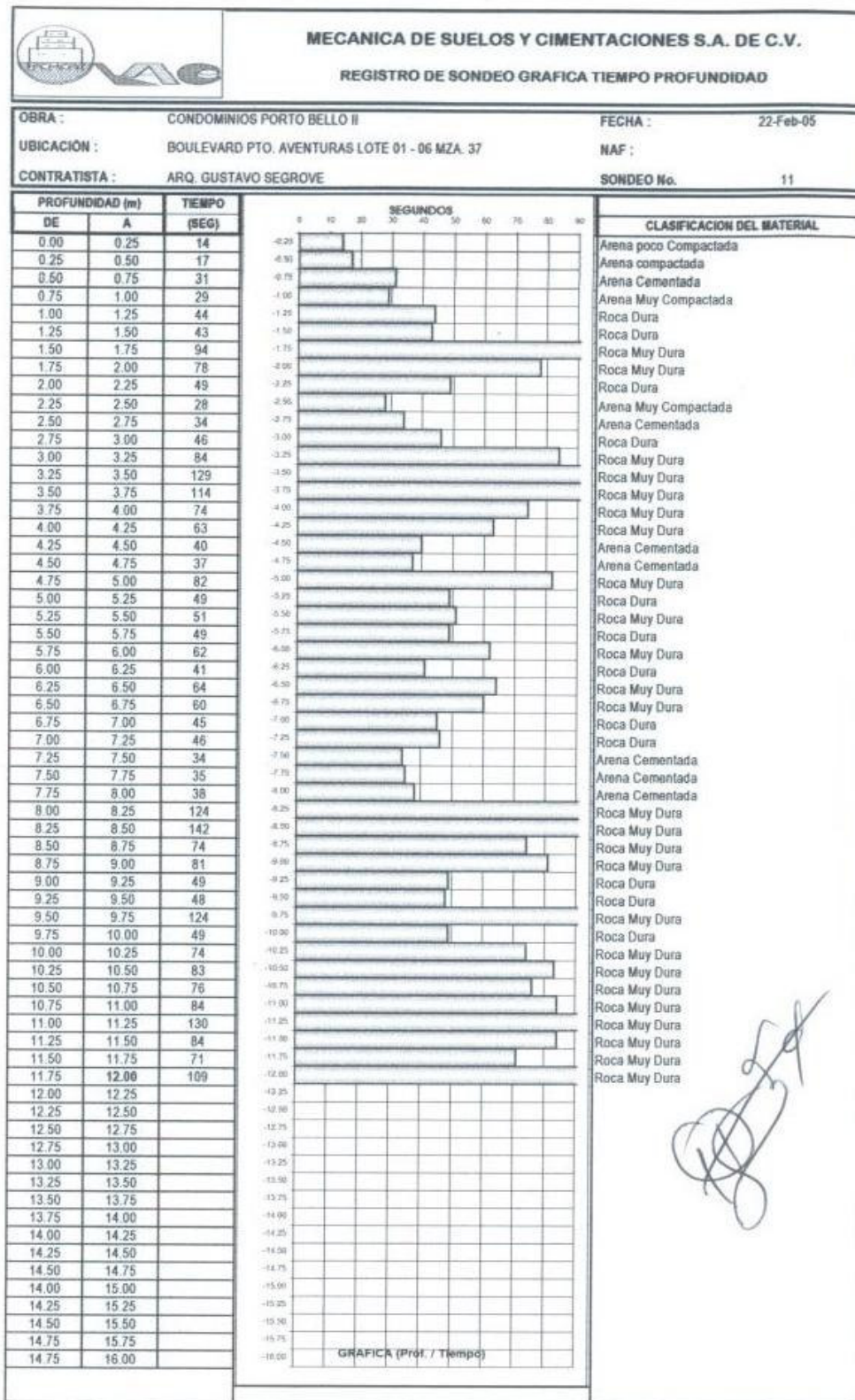


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 11

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
APC	0.00 – 0.25	14	0.25
AC	0.25 – 0.50	17	0.25
ACEM	0.50 – 0.75	31	0.25
AMC	0.75 – 1.00	29	0.25
RD	1.00 – 1.50	87	0.50
RMD	1.50 – 2.00	172	0.50
RD	2.00 – 2.25	49	0.25
AMC	2.25 – 2.50	28	0.25
ACEM	2.50 – 2.75	34	0.25
RD	2.75 – 3.00	46	0.25
RMD	3.00 – 4.25	464	1.25
ACEM	4.25 – 4.75	77	0.50
RMD	4.75 – 5.00	82	0.25
RD	5.00 – 5.25	49	0.25
RMD	5.25 – 5.50	51	0.25
RD	5.50 – 5.75	49	0.25
RMD	5.75 – 6.00	62	0.25
RD	6.00 – 6.25	41	0.25
RMD	6.25 – 6.75	124	0.50
RD	6.75 – 7.25	91	0.50
ACEM	7.25 – 8.00	108	0.75
RMD	8.00 – 9.00	421	1.00
RD	9.00 – 9.50	97	0.50
RMD	9.50 – 9.75	124	0.25
RD	9.75 – 10.00	49	0.25
RMD	10.00 – 12.00	711	2.00

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 12

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
APC	0.00 – 0.25	14	0.25
AMC	0.25 – 0.50	24	0.25
ACEM	0.50 – 1.00	69	0.50
AMC	1.00 – 1.25	27	0.25
RMD	1.25 – 2.00	174	0.75
AMC	2.00 – 2.25	22	0.25
RMD	2.25 – 2.50	58	0.25
ACEM	2.50 – 2.75	39	0.25
RMD	2.75 – 4.50	501	1.75
AMC	4.50 – 4.75	30	0.25
RMD	4.75 – 5.00	88	0.25
AMC	5.00 – 5.50	52	0.50
AC	5.50 – 5.75	18	0.25
ACEM	5.75 – 6.00	31	0.25
RD	6.00 – 6.25	49	0.25
RMD	6.25 – 6.75	120	0.50
RD	6.75 – 7.25	89	0.50
ACEM	7.25 – 7.50	37	0.25
RMD	7.50 – 7.75	102	0.25
AC	7.75 – 8.00	20	0.25
RMD	8.00 – 9.00	435	1.00
CR	9.00 – 9.25	9	0.25
APC	9.25 – 9.50	14	0.25
RD	9.50 – 9.75	48	0.25
ACEM	9.75 – 10.25	78	0.50
RD	10.25 – 10.50	41	0.75
ACEM	10.50 – 11.25	105	0.75
RD	11.25 – 11.75	93	0.50
ACEM	11.75 – 12.00	40	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

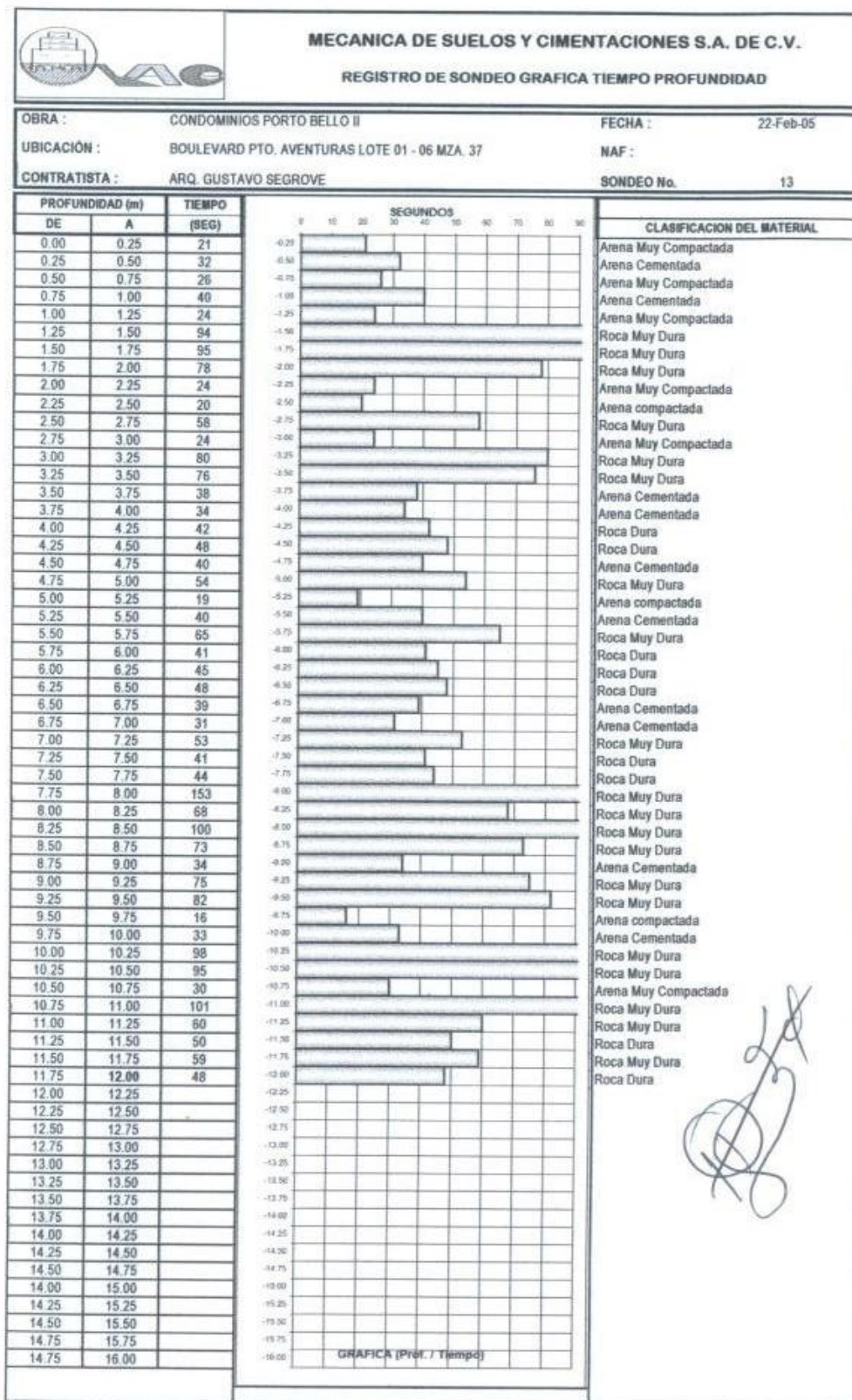


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 13

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AMC	0.00 – 0.25	21	0.25
ACEM	0.25 – 0.50	32	0.25
AMC	0.50 – 0.75	26	0.25
ACEM	0.75 – 1.00	40	0.25
AMC	1.00 – 1.25	24	0.25
RMD	1.25 – 2.00	267	0.75
AMC	2.00 – 2.25	24	0.25
AC	2.25 – 2.50	20	0.25
RMD	2.50 – 2.75	58	0.25
AMC	2.75 – 3.00	24	0.25
RMD	3.00 – 3.50	156	0.50
ACEM	3.50 – 4.00	72	0.50
RD	4.00 – 4.50	90	0.50
ACEM	4.50 – 4.75	40	0.25
RMD	4.75 – 5.00	54	0.25
AC	5.00 – 5.25	19	0.25
ACEM	5.25 – 5.50	40	0.25
RMD	5.50 – 5.75	55	0.25
RD	5.75 – 6.50	134	0.75
ACEM	6.50 – 7.00	70	0.50
RMD	7.00 – 7.25	53	0.25
RD	7.25 – 7.75	85	0.50
RMD	7.75 – 8.75	394	1.00
ACEM	8.75 – 9.00	34	0.25
RMD	9.00 – 9.50	157	0.50
AC	9.50 – 9.75	16	0.25
ACEM	9.75 – 10.00	33	0.25
RMD	10.00 – 10.50	193	0.50
AMC	10.50 – 10.75	30	0.25
RMD	10.75 – 11.25	161	0.50
RD	11.25 – 11.50	50	0.25
RMD	11.50 – 11.75	59	0.25
RD	11.75 – 12.00	48	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

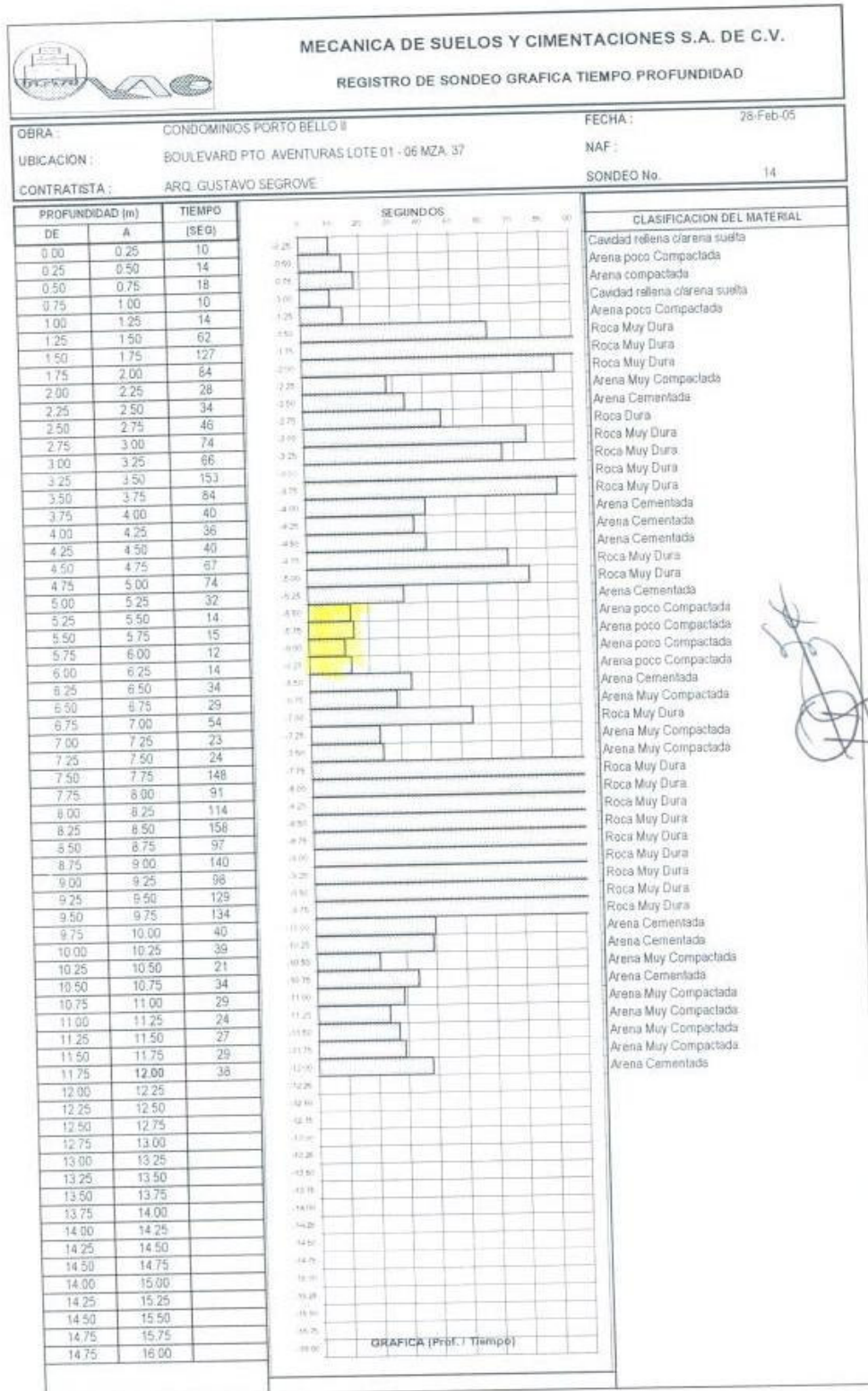


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 14

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
APC	0.25 – 0.50	14	0.25
AC	0.50 – 0.75	18	0.25
CR	0.75 – 1.00	10	0.25
APC	1.00 – 1.25	14	0.25
RMD	1.25 – 2.00	253	0.75
AMC	2.00 – 2.25	28	0.25
ACEM	2.25 – 2.50	34	0.25
RD	2.50 – 2.75	46	0.25
RMD	2.75 – 3.75	377	1.00
ACEM	3.75 – 4.50	115	0.75
RMD	4.50 – 5.00	141	0.50
ACEM	5.00 – 5.25	32	0.25
APC	5.25 – 6.25	55	1.00
ACEM	6.25 – 6.50	34	0.25
AMC	6.50 – 6.75	29	0.25
RMD	6.75 – 7.00	54	0.25
AMC	7.00 – 7.50	47	0.50
RMD	7.50 – 9.75	1107	2.25
ACEM	9.75 – 10.25	79	0.50
AMC	10.25 – 10.50	21	0.25
ACEM	10.50 – 10.75	34	0.25
AMC	10.75 – 11.75	109	1.00
ACEM	11.75 – 12.00	30	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

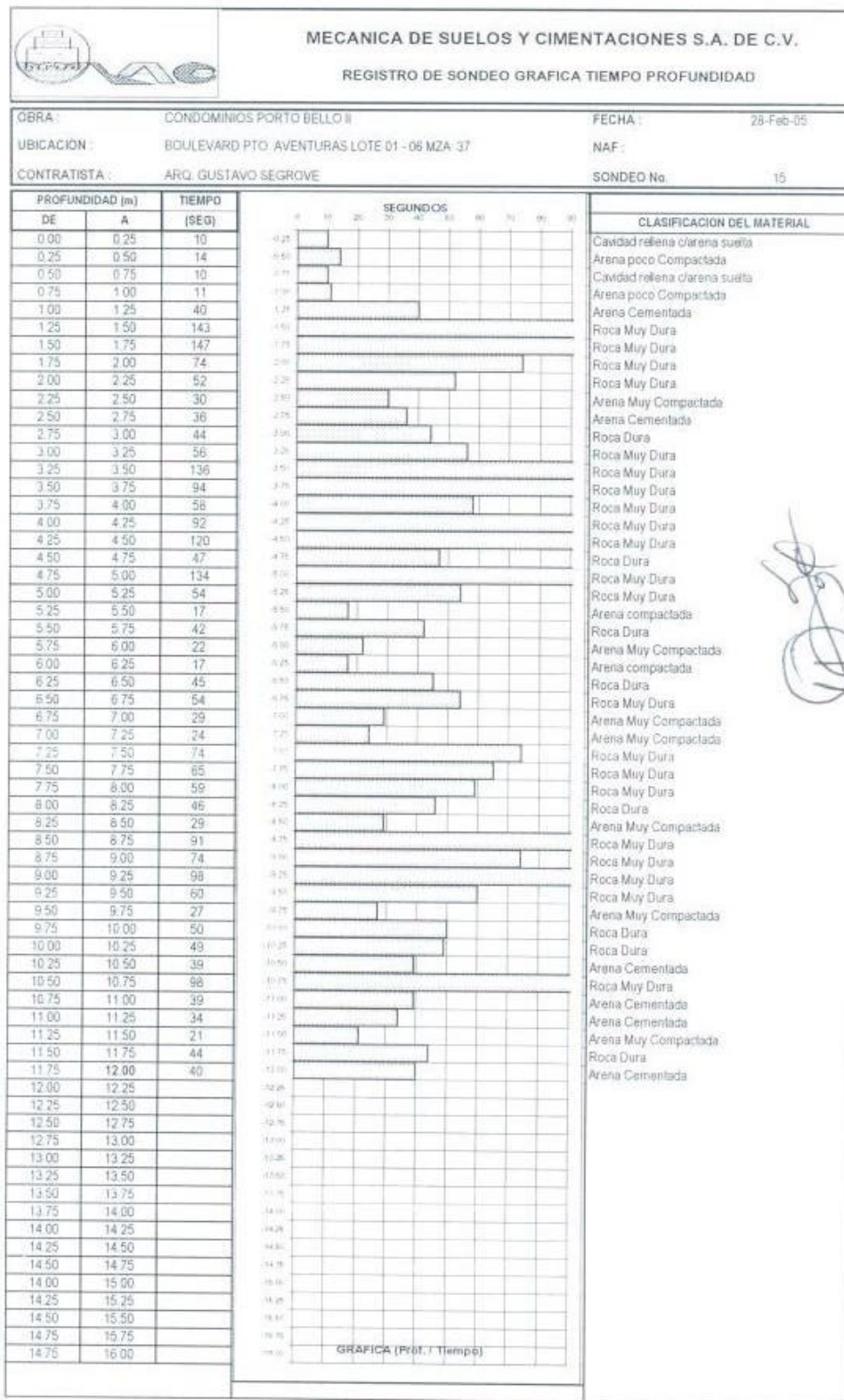


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 15

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
APC	0.25 – 0.50	14	0.25
CR	0.50 – 0.75	10	0.25
APC	0.75 – 1.00	11	0.25
ACEM	1.00 – 1.25	40	0.25
RMD	1.25 – 2.25	416	1.00
AMC	2.25 – 2.50	30	0.25
ACEM	2.50 – 2.75	36	0.25
RD	2.75 – 3.00	44	0.25
RMD	3.00 – 4.50	556	1.50
RD	4.50 – 4.75	47	0.25
RMD	4.75 – 5.25	188	0.50
AC	5.25 – 5.50	17	0.25
RD	5.50 – 5.75	42	0.25
AMC	5.75 – 6.00	22	0.25
AC	6.00 – 6.25	17	0.25
RD	6.25 – 6.50	45	0.25
RMD	6.50 – 6.75	54	0.25
AMC	6.75 – 7.25	53	0.50
RMD	7.25 – 8.00	198	0.75
RD	8.00 – 8.25	49	0.25
AMC	8.25 – 8.50	29	0.25
RMD	8.50 – 9.50	322	1.00
AMC	9.50 – 9.75	27	0.25
RD	9.75 – 10.25	99	0.50
ACEM	10.25 – 10.50	39	0.25
RMD	10.50 – 10.75	98	0.25
ACEM	10.75 – 11.25	73	0.50
AMC	11.25 – 11.50	21	0.25
RD	11.50 – 11.75	44	0.25
ACEM	11.75 – 12.00	40	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

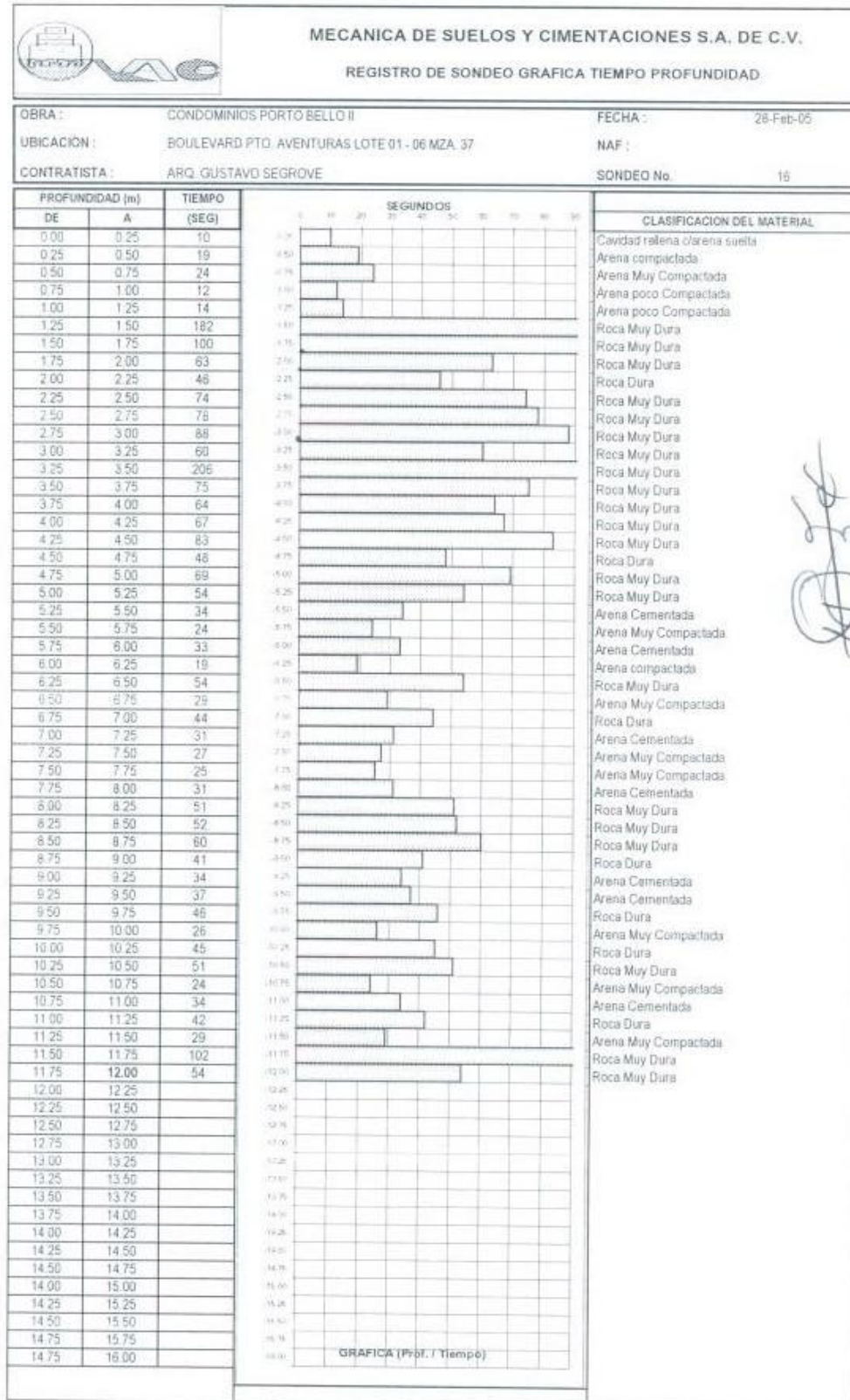


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 16

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
AC	0.25 – 0.50	19	0.25
AMC	0.50 – 0.75	24	0.25
APC	0.75 – 1.25	26	0.50
RMD	1.25 – 2.00	380	0.75
RD	2.00 – 2.25	48	0.25
RMD	2.25 – 4.50	785	2.25
RD	4.50 – 4.75	46	0.25
RMD	4.75 – 5.25	113	0.50
ACEM	5.25 – 5.50	34	0.25
AMC	5.50 – 5.75	24	0.25
ACEM	5.75 – 6.00	33	0.25
AC	6.00 – 6.25	19	0.25
RMD	6.25 – 6.50	54	0.25
AMC	6.50 – 6.75	25	0.25
RD	6.75 – 7.00	44	0.25
ACEM	7.00 – 7.25	31	0.25
AMC	7.25 – 7.75	52	0.50
ACEM	7.75 – 8.00	31	0.25
RMD	8.00 – 8.75	163	0.75
RD	8.75 – 9.00	41	0.25
ACEM	9.00 – 9.50	71	0.50
RD	9.50 – 9.75	46	0.25
AMC	9.75 – 10.00	26	0.25
RD	10.00 – 10.25	45	0.25
RMD	10.25 – 10.50	51	0.25
AMC	10.50 – 10.75	24	0.25
ACEM	10.75 – 11.00	34	0.25
RD	11.00 – 11.25	42	0.25
AMC	11.25 – 11.50	29	0.25
RMD	11.50 – 12.00	156	0.50

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

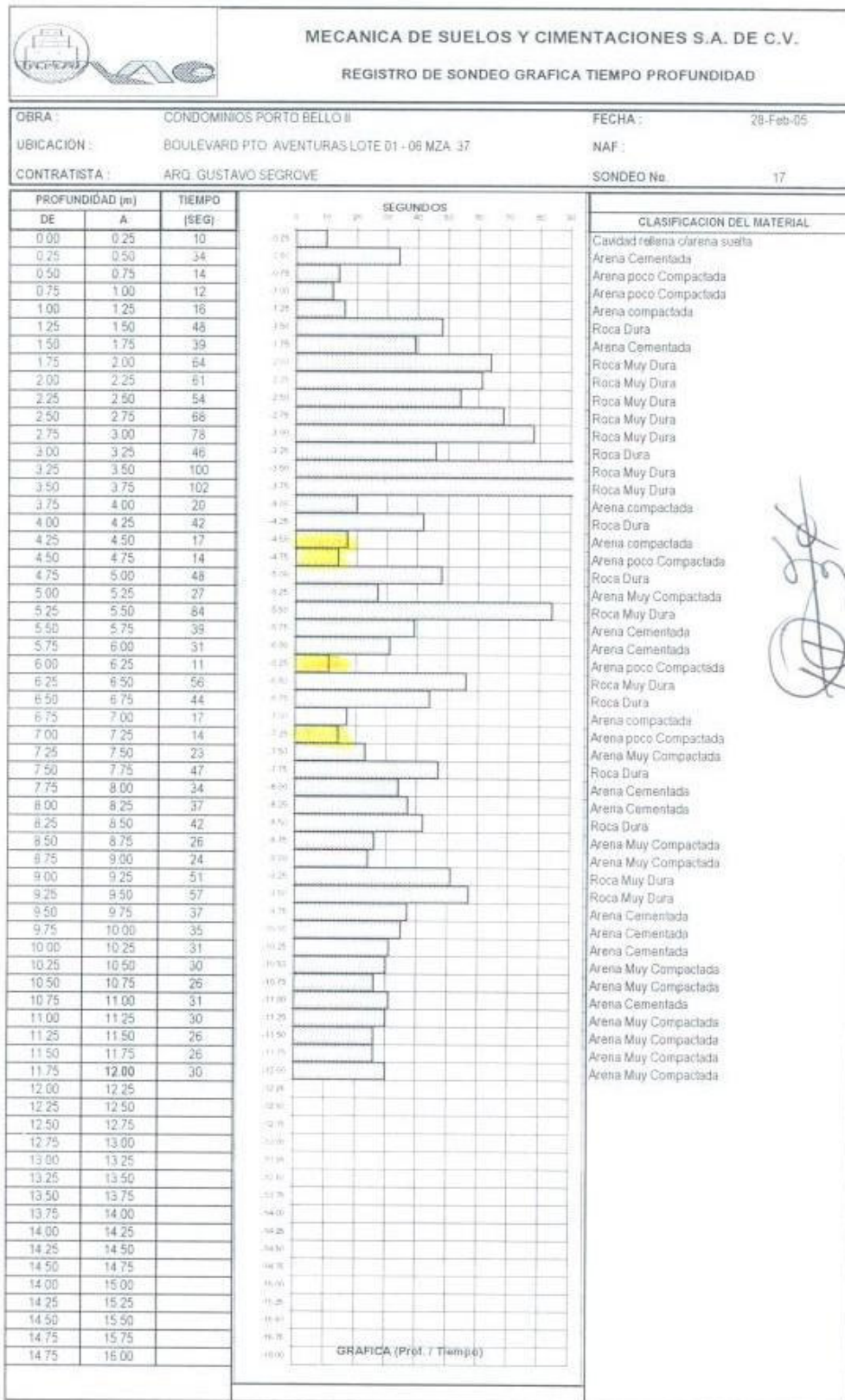


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 17

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
ACEM	0.25 – 0.50	34	0.25
APC	0.50 – 1.00	26	0.50
AC	1.00 – 1.25	18	0.25
RD	1.25 – 1.50	48	0.25
ACEM	1.50 – 1.75	39	0.25
RMD	1.75 – 3.00	323	1.25
RD	3.00 – 3.25	46	0.25
RMD	3.25 – 3.75	202	0.50
AC	3.75 – 4.00	20	0.25
RD	4.00 – 4.25	42	0.25
AC	4.25 – 4.50	17	0.25
APC	4.50 – 4.75	14	0.25
RD	4.75 – 5.00	48	0.25
AMC	5.00 – 5.25	27	0.25
RMD	5.25 – 5.50	84	0.25
ACEM	5.50 – 6.00	70	0.50
APC	6.00 – 6.25	11	0.25
RMD	6.25 – 6.50	56	0.25
RD	6.50 – 6.75	44	0.25
AC	6.75 – 7.00	17	0.25
APC	7.00 – 7.25	14	0.25
AMC	7.25 – 7.50	23	0.25
RD	7.50 – 7.75	47	0.25
ACEM	7.75 – 8.25	71	0.50
RD	8.25 – 8.50	42	0.25
AMC	8.50 – 9.00	50	0.50
RMD	9.00 – 9.50	108	0.50
ACEM	9.50 – 10.25	103	0.75
AMC	10.25 – 10.75	55	0.50
ACEM	10.75 – 11.00	31	0.25
AMC	11.00 – 12.00	112	1.00

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

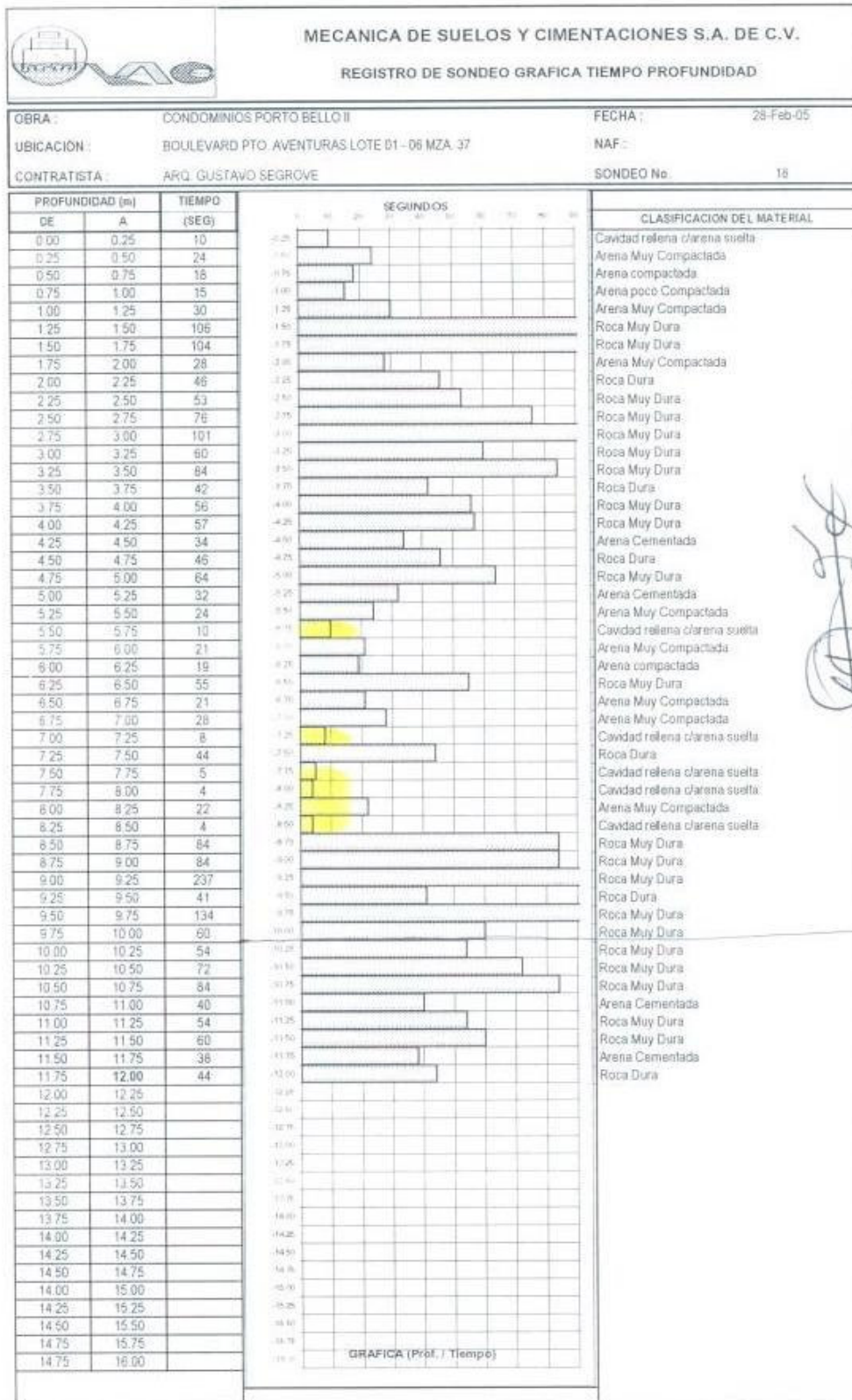


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 18

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
AMC	0.25 – 0.50	24	0.25
AC	0.50 – 0.75	18	0.25
APC	0.75 – 1.00	15	0.25
AMC	1.00 – 1.25	30	0.25
RMD	1.25 – 1.75	212	0.50
AMC	1.75 – 2.00	25	0.25
RD	2.00 – 2.25	48	0.25
RMD	2.25 – 3.50	404	1.25
RD	3.50 – 3.75	42	0.25
RMD	3.75 – 4.25	113	0.50
ACEM	4.25 – 4.50	34	0.25
RD	4.50 – 4.75	45	0.25
RMD	4.75 – 5.00	84	0.25
ACEM	5.00 – 5.25	32	0.25
AMC	5.25 – 5.50	24	0.25
CR	5.50 – 5.75	19	0.25
AMC	5.75 – 6.00	21	0.25
AC	6.00 – 6.25	19	0.25
RMD	6.25 – 6.50	55	0.25
ACM	6.50 – 7.00	49	0.50
CR	7.00 – 7.25	8	0.25
RD	7.25 – 7.50	44	0.25
CR	7.50 – 8.00	9	0.50
AMC	8.00 – 8.25	22	0.25
CR	8.25 – 8.50	4	0.25
RMD	8.50 – 9.25	405	0.75
RD	9.25 – 9.50	41	0.25
RMD	9.50 – 10.75	404	1.25
ACEM	10.75 – 11.00	40	0.25
RMD	11.00 – 11.50	114	0.50
ACEM	11.50 – 11.75	36	0.25
RD	11.75 – 12.00	44	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

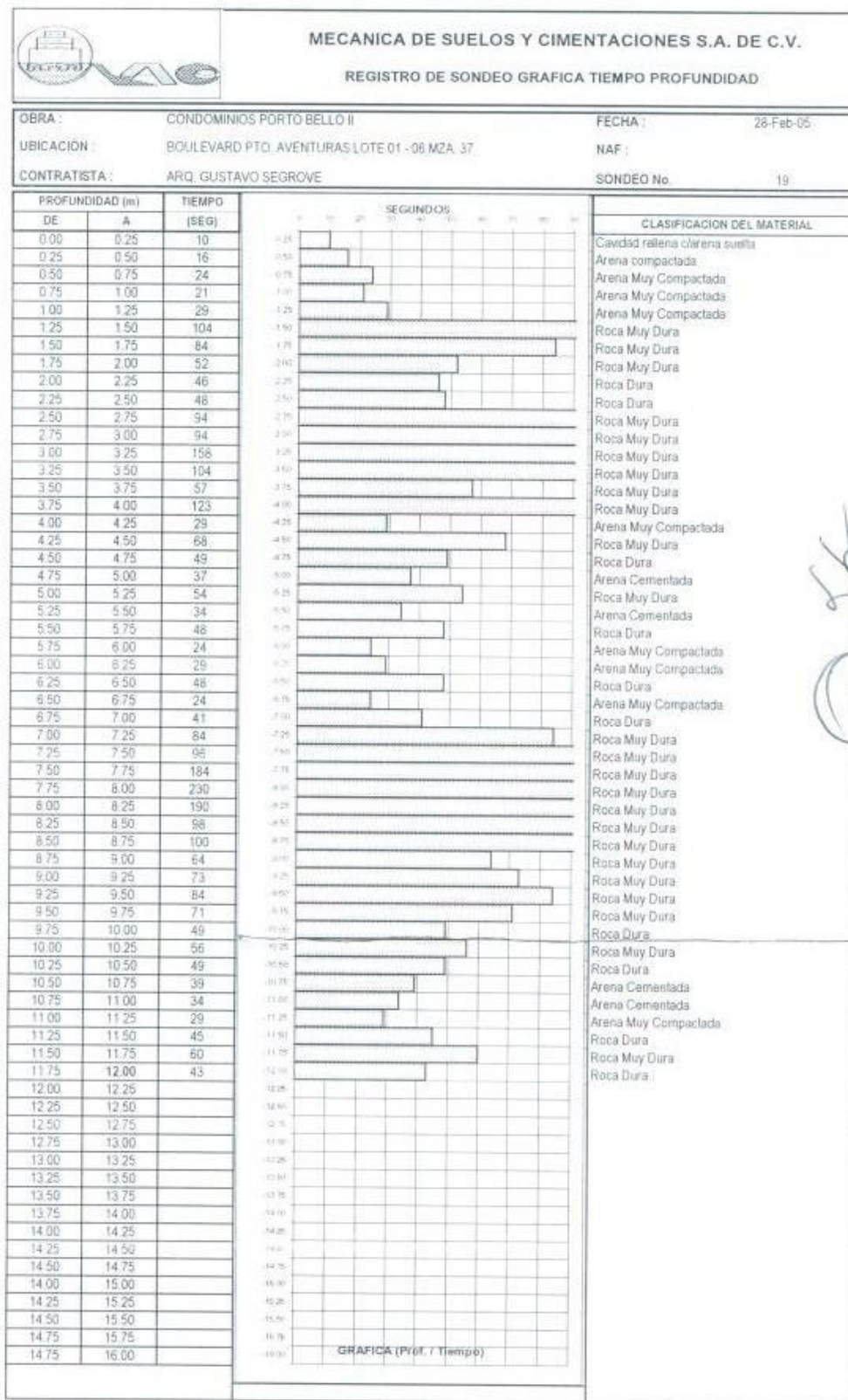


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 19

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
AC	0.25 – 0.50	16	0.25
AMC	0.50 – 1.25	74	0.75
RMD	1.25 – 2.00	240	0.75
RD	2.00 – 2.50	94	0.50
RMD	2.50 – 4.00	630	1.50
AMC	4.00 – 4.25	29	0.25
RMD	4.25 – 4.50	68	0.25
RD	4.50 – 4.75	49	0.25
ACEM	4.75 – 5.00	37	0.25
RMD	5.00 – 5.25	54	0.25
ACEM	5.25 – 5.50	34	0.25
RD	5.50 – 5.75	48	0.25
AMC	5.75 – 6.25	53	0.50
RD	6.25 – 6.50	48	0.25
AMC	6.50 – 6.75	24	0.25
RD	6.75 – 7.00	41	0.25
RMD	7.00 – 9.75	1282	2.75
RD	9.75 – 10.00	49	0.25
RMD	10.00 – 10.25	55	0.25
RD	10.25 – 10.50	49	0.25
ACEM	10.50 – 11.00	73	0.50
AMC	11.00 – 11.25	29	0.25
RD	11.25 – 11.50	45	0.25
RMD	11.50 – 11.75	60	0.25
RD	11.75 – 12.00	43	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

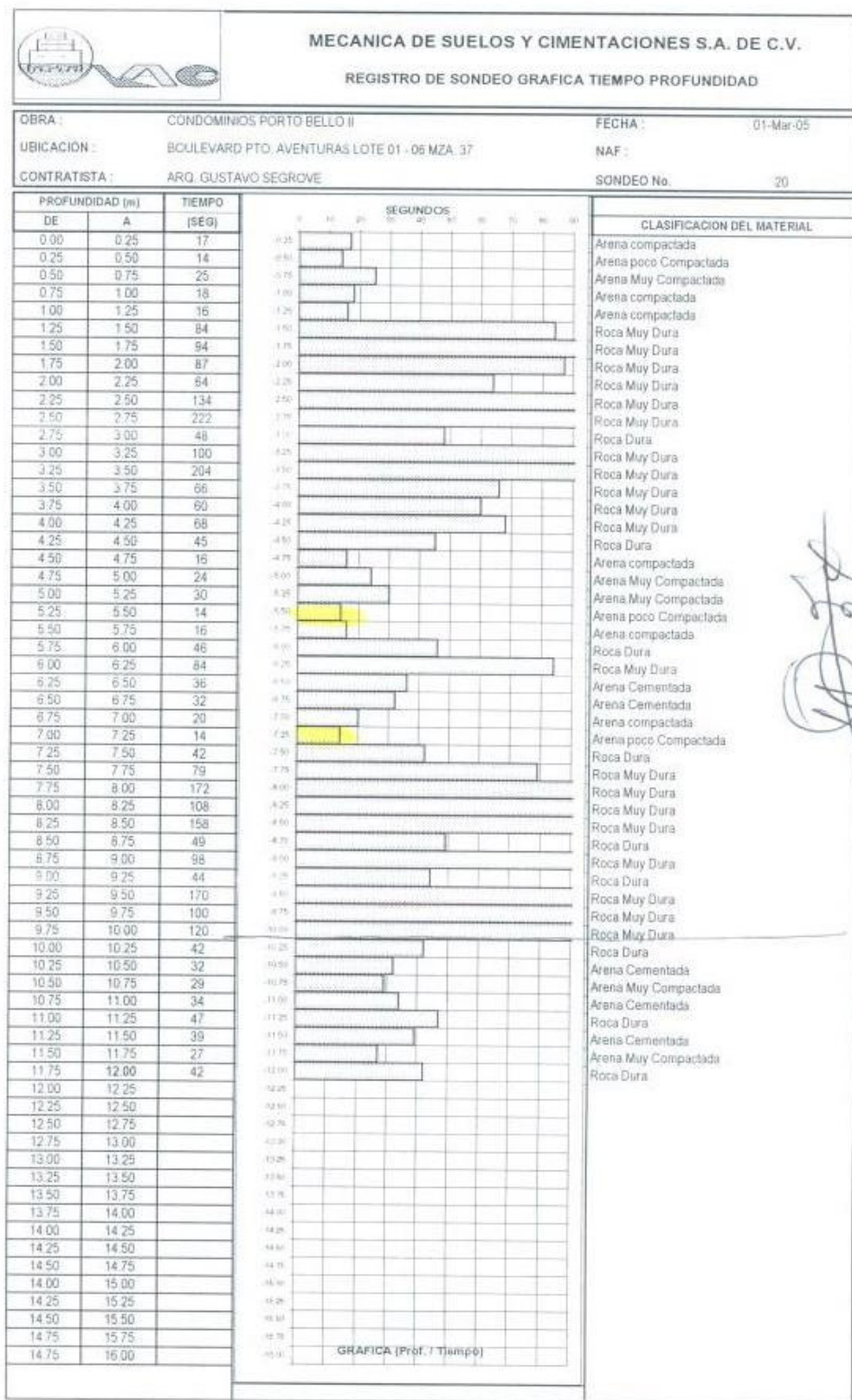


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 20

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.25	17	0.25
APC	0.25 – 0.50	14	0.25
AMC	0.50 – 0.75	25	0.25
AC	0.75 – 1.25	33	0.50
RMD	1.25 – 2.75	685	1.50
RD	2.75 – 3.00	48	0.25
RMD	3.00 – 4.25	497	1.25
RD	4.25 – 4.50	45	0.25
AC	4.50 – 4.75	15	0.25
AMC	4.75 – 5.25	54	0.50
APC	5.25 – 5.50	14	0.25
AC	5.50 – 5.75	16	0.25
RD	5.75 – 6.00	46	0.25
RMD	6.00 – 6.25	84	0.25
ACEM	6.25 – 6.75	70	0.50
AC	6.75 – 7.00	20	0.25
APC	7.00 – 7.25	14	0.25
RD	7.25 – 7.50	42	0.25
RMD	7.50 – 8.50	517	1.00
RD	8.50 – 8.75	49	0.25
RMD	8.75 – 9.00	98	0.25
RD	9.00 – 9.25	44	0.25
RMD	9.25 – 10.00	390	0.75
RD	10.00 – 10.25	42	0.25
ACEM	10.25 – 10.50	32	0.25
AMC	10.50 – 10.75	29	0.25
ACEM	10.75 – 11.00	34	0.25
RD	11.00 – 11.25	47	0.25
ACEM	11.25 – 11.50	39	0.25
AMC	11.50 – 11.75	27	0.25
RD	11.75 – 12.00	42	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

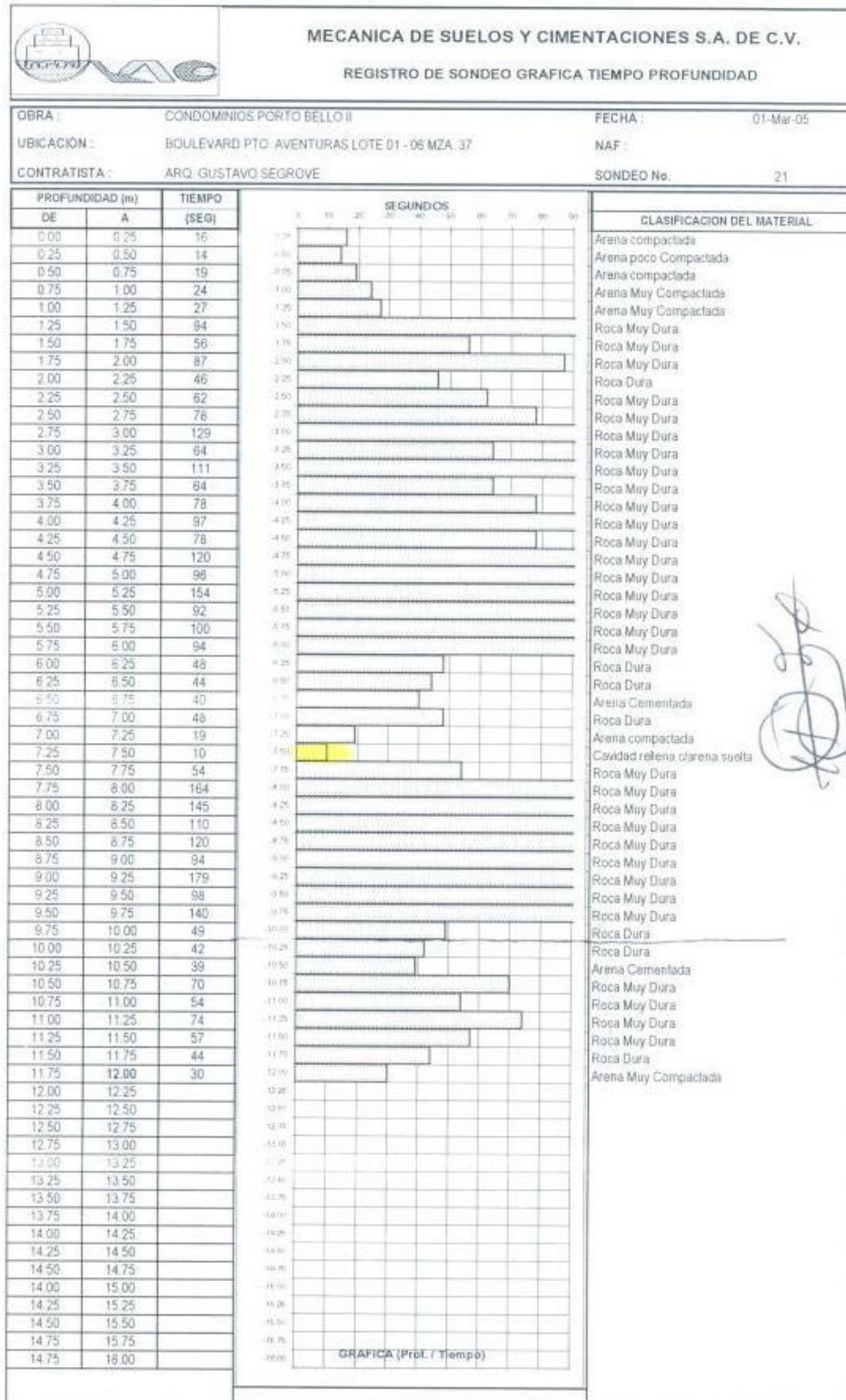


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 21

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.25	16	0.25
APC	0.25 – 0.50	14	0.25
AC	0.50 – 0.75	19	0.25
AMC	0.75 – 1.25	51	0.50
RMD	1.25 – 2.00	237	0.75
RD	2.00 – 2.25	46	0.25
RMD	2.25 – 6.00	1407	3.75
RD	6.00 – 6.50	92	0.50
ACEM	6.50 – 6.75	40	0.25
RD	6.75 – 7.00	46	0.25
AC	7.00 – 7.25	19	0.25
CR	7.25 – 7.50	10	0.25
RMD	7.50 – 9.75	1104	2.25
RD	9.75 – 10.25	91	0.50
ACEM	10.25 – 10.50	39	0.25
RMD	10.50 – 11.50	255	1.00
RD	11.50 – 11.75	44	0.25
AMC	11.75 – 12.00	30	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

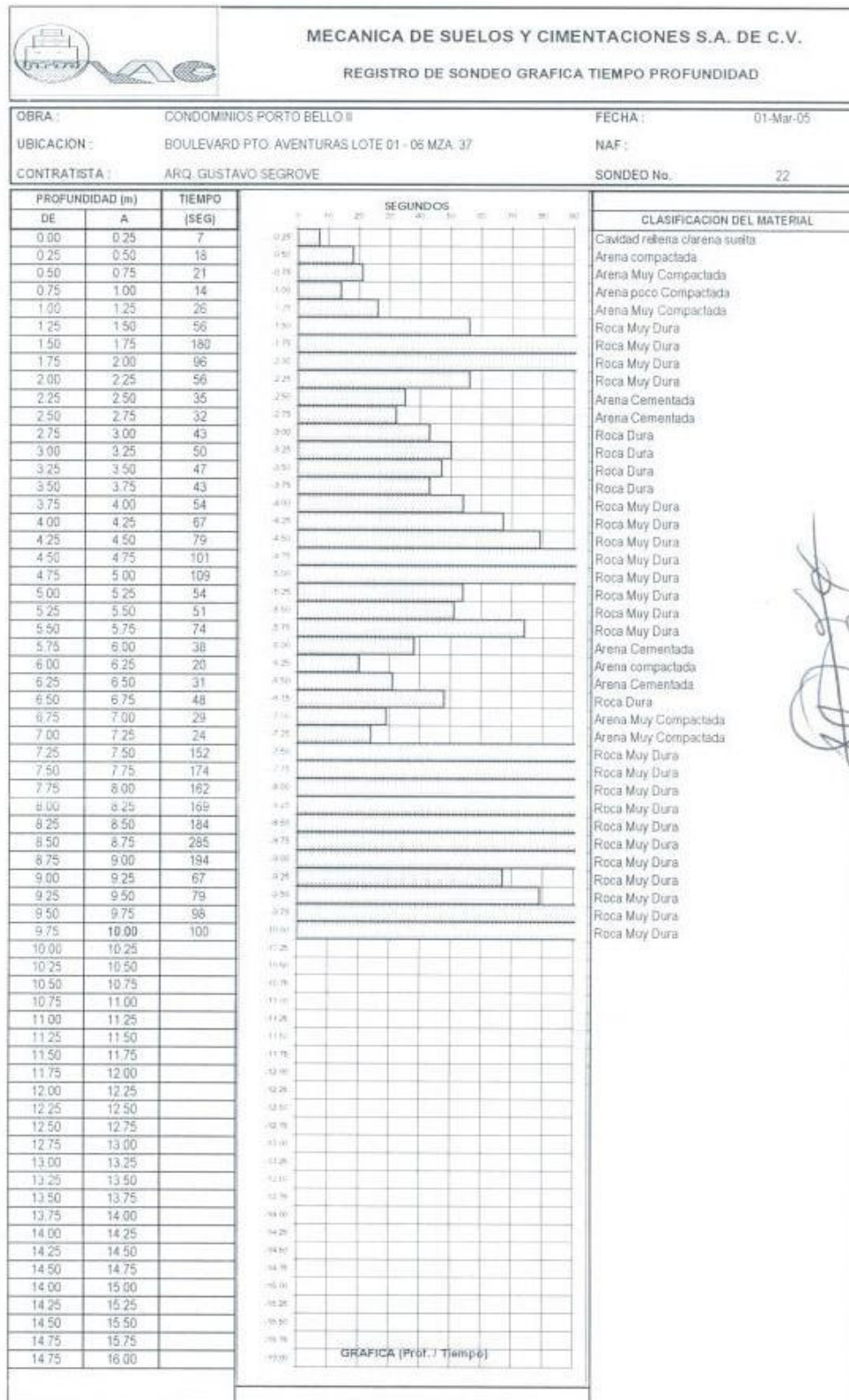


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO 22

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	7	0.25
AC	0.25 – 0.50	18	0.25
AMC	0.50 – 0.75	21	0.25
APC	0.75 – 1.00	14	0.25
AMC	1.00 – 1.25	26	0.25
RMD	1.25 – 2.25	396	1.00
ACEM	2.25 – 2.75	67	0.50
RD	2.75 – 3.75	183	1.00
RMD	3.75 – 5.75	635	2.00
ACEM	5.75 – 6.00	38	0.25
AC	6.00 – 6.25	20	0.25
ACEM	6.25 – 6.50	31	0.25
RD	6.50 – 6.75	48	0.25
AMC	6.75 – 7.25	53	0.50
RMD	7.25 – 10.00	1682	2.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO A

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	4	0.25
AC	0.25 – 0.50	19	0.25
APC	0.50 – 0.75	14	0.25
CR	0.75 – 1.00	6	0.25
RMD	1.00 – 3.25	951	2.25
AMC	3.25 – 3.50	29	0.25
RD	3.50 – 3.75	41	0.25
RMD	3.75 – 4.00	78	0.25
ACEM	4.00 – 4.25	34	0.25
AC	4.25 – 4.50	20	0.25
CR	4.50 – 5.25	26	0.75
AMC	5.25 – 5.50	24	0.25
AC	5.50 – 5.75	17	0.25
ACEM	5.75 – 6.00	36	0.25
AMC	6.00 – 6.25	26	0.25
AC	6.25 – 6.50	17	0.25
AMC	6.50 – 6.75	22	0.25
CR	6.75 – 7.00	10	0.25
C	7.00 – 7.50	-	0.50
RMD	7.50 – 8.25	201	0.75
AMC	8.25 – 8.50	30	0.25
RMD	8.50 – 8.75	174	0.25
RD	8.75 – 9.00	44	0.25
AMC	9.00 – 9.50	47	0.50
AC	9.50 – 10.00	37	0.50
AMC	10.00 – 10.25	24	0.25
RD	10.25 – 10.50	42	0.25
ACEM	10.50 – 11.00	65	0.50
AMC	11.00 – 11.25	29	0.25
ACEM	11.25 – 11.50	34	0.25
AMC	11.50 – 11.75	29	0.25
ACEM	11.75 – 12.00	34	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

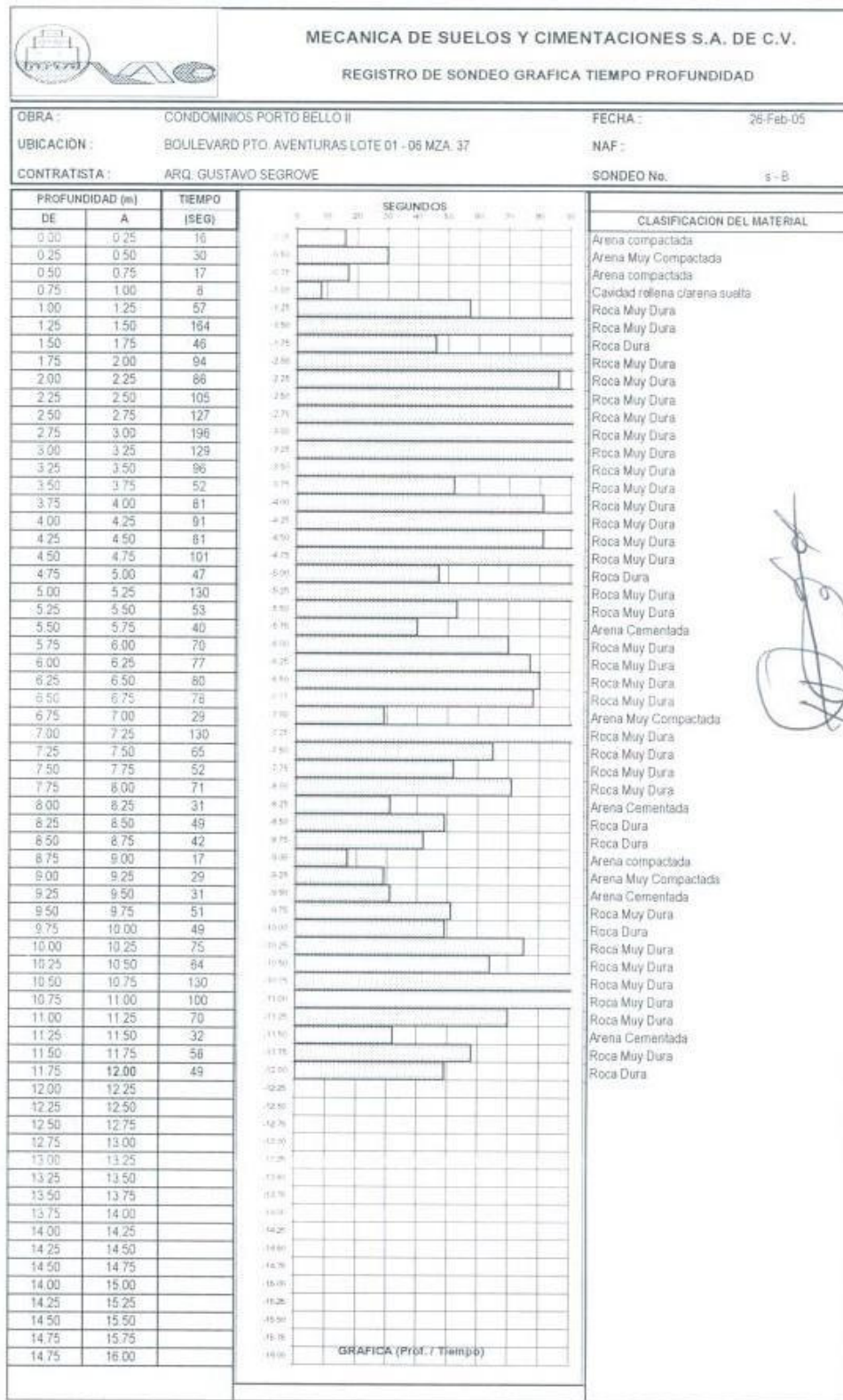


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO B

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.25	16	0.25
AMC	0.25 – 0.50	30	0.25
AC	0.50 – 0.75	17	0.25
CR	0.75 – 1.00	8	0.25
RMD	1.00 – 1.50	221	0.50
RD	1.50 – 1.75	46	0.25
RMD	1.75 – 4.75	1070	3.00
RD	4.75 – 5.00	47	0.25
RDM	5.00 – 5.50	183	0.50
ACEM	5.50 – 5.75	40	0.25
RMD	5.75 – 6.75	305	1.00
AMC	6.75 – 7.00	29	0.25
RMD	7.00 – 8.00	318	1.00
ACEM	8.00 – 8.25	31	0.25
RD	8.25 – 8.75	91	0.50
AC	8.75 – 9.00	17	0.25
AMC	9.00 – 9.25	29	0.25
ACEM	9.25 – 9.50	31	0.25
RMD	9.50 – 9.75	51	0.25
RD	9.75 – 10.00	49	0.25
RMD	10.00 – 11.25	439	1.25
ACEM	11.25 – 11.50	32	0.25
RMD	11.50 – 11.75	58	0.25
RD	11.75 – 12.00	49	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

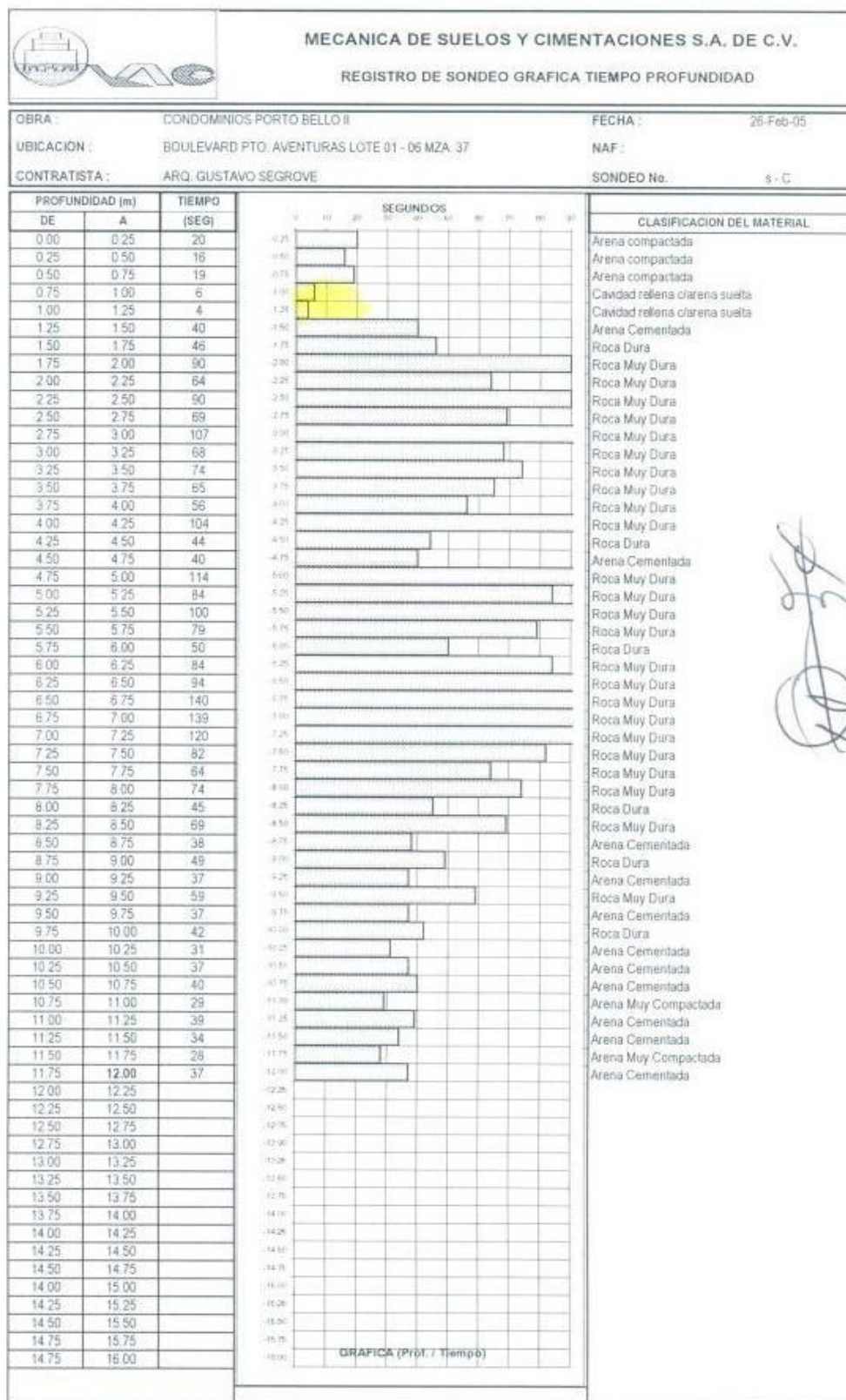


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO C

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.75	55	0.75
CR	0.75 – 1.25	10	0.50
ACEM	1.25 – 1.50	40	0.25
RD	1.50 – 1.75	46	0.25
RMD	1.75 – 4.25	697	2.50
RD	4.25 – 4.50	44	0.25
ACEM	4.50 – 4.75	40	0.25
RMD	4.75 – 5.75	377	1.00
RD	5.75 – 6.00	50	0.25
RMD	6.00 – 8.00	797	2.00
RD	8.00 – 8.25	45	0.25
RMD	8.25 – 8.50	69	0.25
ACEM	8.50 – 8.75	38	0.25
RD	8.75 – 9.00	49	0.25
ACEM	9.00 – 9.25	37	0.25
RMD	9.25 – 9.50	59	0.25
ACEM	9.50 – 9.75	37	0.25
RD	9.75 – 10.00	42	0.25
ACEM	10.00 – 10.75	108	0.75
AMC	10.75 – 11.00	29	0.25
ACEM	11.00 – 11.50	73	0.50
AMC	11.50 – 11.75	29	0.25
ACEM	11.75 – 12.00	37	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

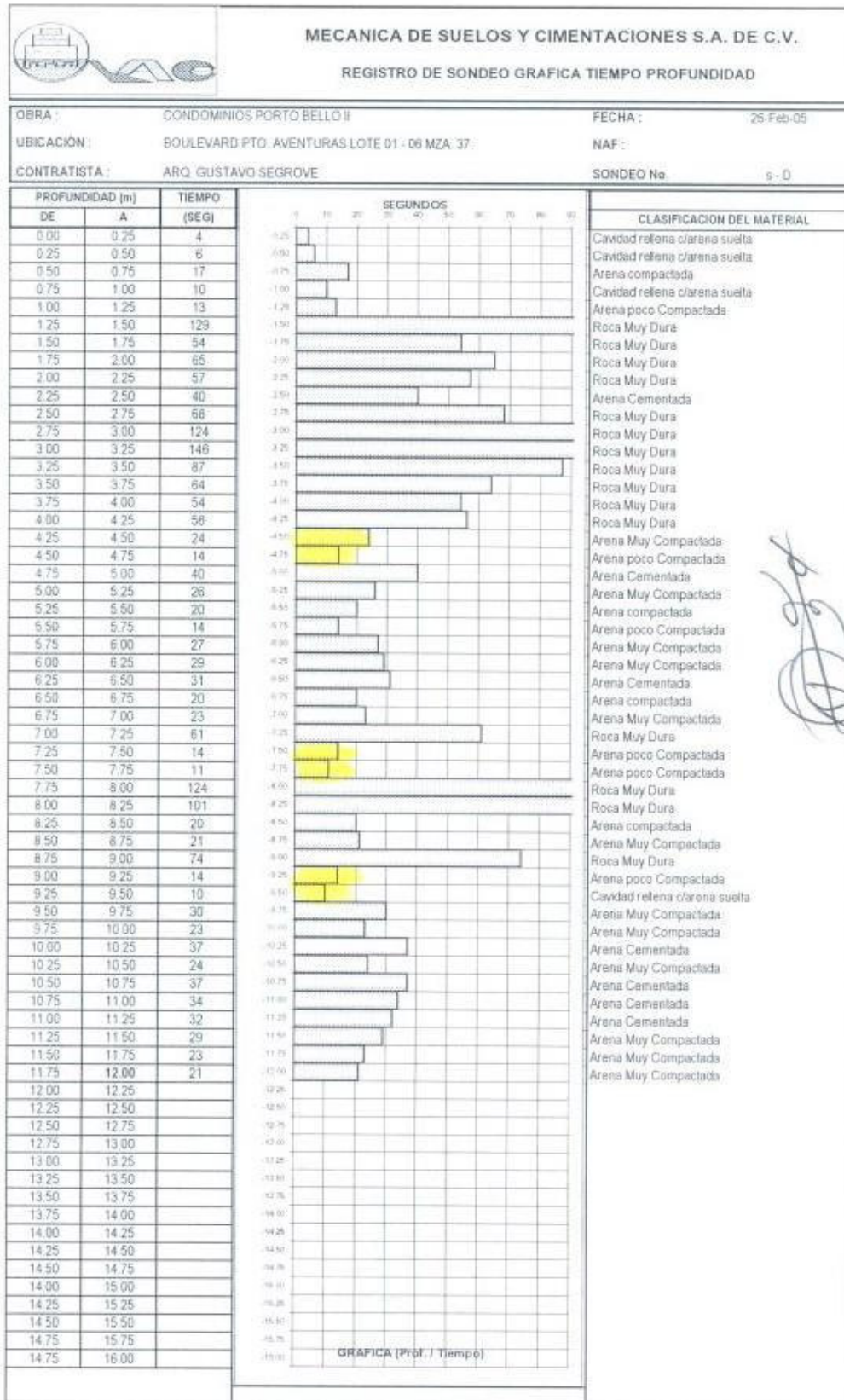


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO D

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.50	10	0.50
AC	0.50 – 0.75	17	0.25
CR	0.75 – 1.00	10	0.25
APC	1.00 – 1.25	13	0.25
RMD	1.25 – 2.25	299	1.00
ACEM	2.25 – 2.50	40	0.25
RMD	2.50 – 4.25	589	1.75
AMC	4.25 – 4.50	24	0.25
APC	4.50 – 4.75	14	0.25
ACEM	4.75 – 5.00	40	0.25
AMC	5.00 – 5.25	28	0.25
AC	5.25 – 5.50	20	0.25
APC	5.50 – 5.75	14	0.25
AMC	5.75 – 6.25	56	0.50
ACEM	6.25 – 6.50	31	0.25
AC	6.50 – 6.75	20	0.25
AMC	6.75 – 7.00	23	0.25
RMD	7.00 – 7.25	61	0.25
APC	7.25 – 7.75	25	0.50
RMD	7.75 – 8.25	225	0.50
AC	8.25 – 8.50	20	0.25
AMC	8.50 – 8.75	21	0.25
RMD	8.75 – 9.00	74	0.25
APC	9.00 – 9.25	14	0.25
CR	9.25 – 9.50	10	0.25
AMC	9.50 – 10.00	53	0.50
ACEM	10.00 – 10.25	37	0.25
AC	10.25 – 10.50	24	0.25
ACEM	10.50 – 11.25	103	0.75
AMC	11.25 – 12.00	73	0.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

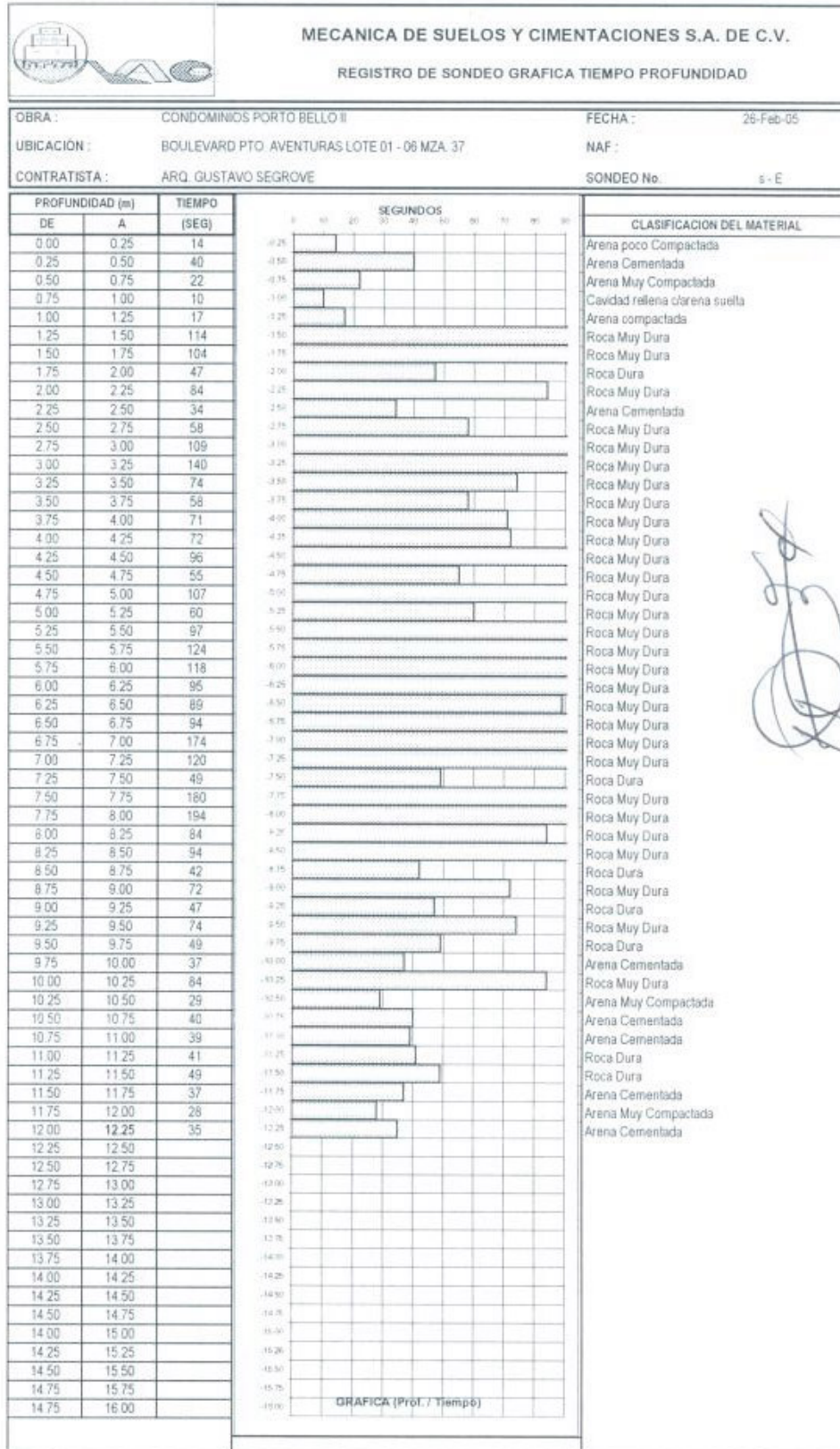


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO E

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
APC	0.00 – 0.25	14	0.25
ACEM	0.25 – 0.50	40	0.25
AMC	0.50 – 0.75	22	0.25
CR	0.75 – 1.00	10	0.25
AC	1.00 – 1.25	17	0.25
RMD	1.25 – 1.75	218	0.50
RD	1.75 – 2.00	47	0.25
RMD	2.00 – 2.25	84	0.25
ACEM	2.25 – 2.50	34	0.25
RMD	2.50 – 7.25	1811	4.75
RD	7.25 – 7.50	49	0.25
RMD	7.50 – 8.50	552	1.00
RD	8.50 – 8.75	42	0.25
RMD	8.75 – 9.00	72	0.25
RD	9.00 – 9.25	47	0.25
RMD	9.25 – 9.50	74	0.25
RD	9.50 – 9.75	49	0.25
ACEM	9.75 – 10.00	37	0.25
RMD	10.00 – 10.25	84	0.25
AMC	10.25 – 10.50	29	0.25
ACEM	10.50 – 11.00	79	0.50
RD	11.00 – 11.50	90	0.50
ACEM	11.50 – 11.75	37	0.25
AMC	11.75 – 12.00	28	0.25
ACEM	12.00 – 12.25	35	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO F

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.25	16	0.25
APC	0.25 – 0.50	15	0.25
AC	0.50 – 1.00	37	0.50
ACEM	1.00 – 1.25	38	0.25
RMD	1.25 – 4.25	1143	3.00
AC	4.25 – 4.50	16	0.25
CR	4.50 – 4.75	9	0.25
AMC	4.75 – 5.00	22	0.25
CR	5.00 – 5.50	19	0.50
AC	5.50 – 5.75	17	0.25
APC	5.75 – 6.00	15	0.25
AMC	6.00 – 6.25	22	0.25
RMD	6.25 – 6.50	61	0.25
ACEM	6.50 – 7.00	78	0.50
CR	7.00 – 7.25	8	0.25
APC	7.25 – 7.50	11	0.25
RMD	7.50 – 8.00	243	0.50
RD	8.00 – 8.25	44	0.25
AC	8.25 – 8.50	19	0.25
RD	8.50 – 8.75	45	0.25
RMD	8.75 – 9.50	526	0.75
AC	9.50 – 9.75	18	0.25
ACEM	9.75 – 10.50	110	0.75
AMC	10.50 – 11.50	96	1.00
AC	11.50 – 11.75	18	0.25
AMC	11.75 – 12.00	23	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO G

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	8	0.25
APC	0.25 – 0.75	27	0.50
AC	0.75 – 1.00	16	0.25
RMD	1.00 – 1.75	265	0.75
RD	1.75 – 2.00	42	0.25
ACEM	2.00 – 2.50	73	0.50
RMD	2.50 – 4.00	670	1.50
AMC	4.00 – 4.25	25	0.25
RMD	4.25 – 4.50	77	0.25
ACEM	4.50 – 4.75	38	0.25
RMD	4.75 – 5.00	51	0.25
ACEM	5.00 – 5.25	34	0.25
RD	5.25 – 5.50	41	0.25
ACEM	5.50 – 5.75	37	0.25
RMD	5.75 – 6.25	123	0.50
RD	6.25 – 6.50	49	0.25
RMD	6.50 – 7.00	301	0.50
AC	7.00 – 7.50	38	0.50
RMD	7.50 – 10.00	1116	2.50
ACEM	10.00 – 11.25	179	1.25
AMC	11.25 – 12.00	83	0.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

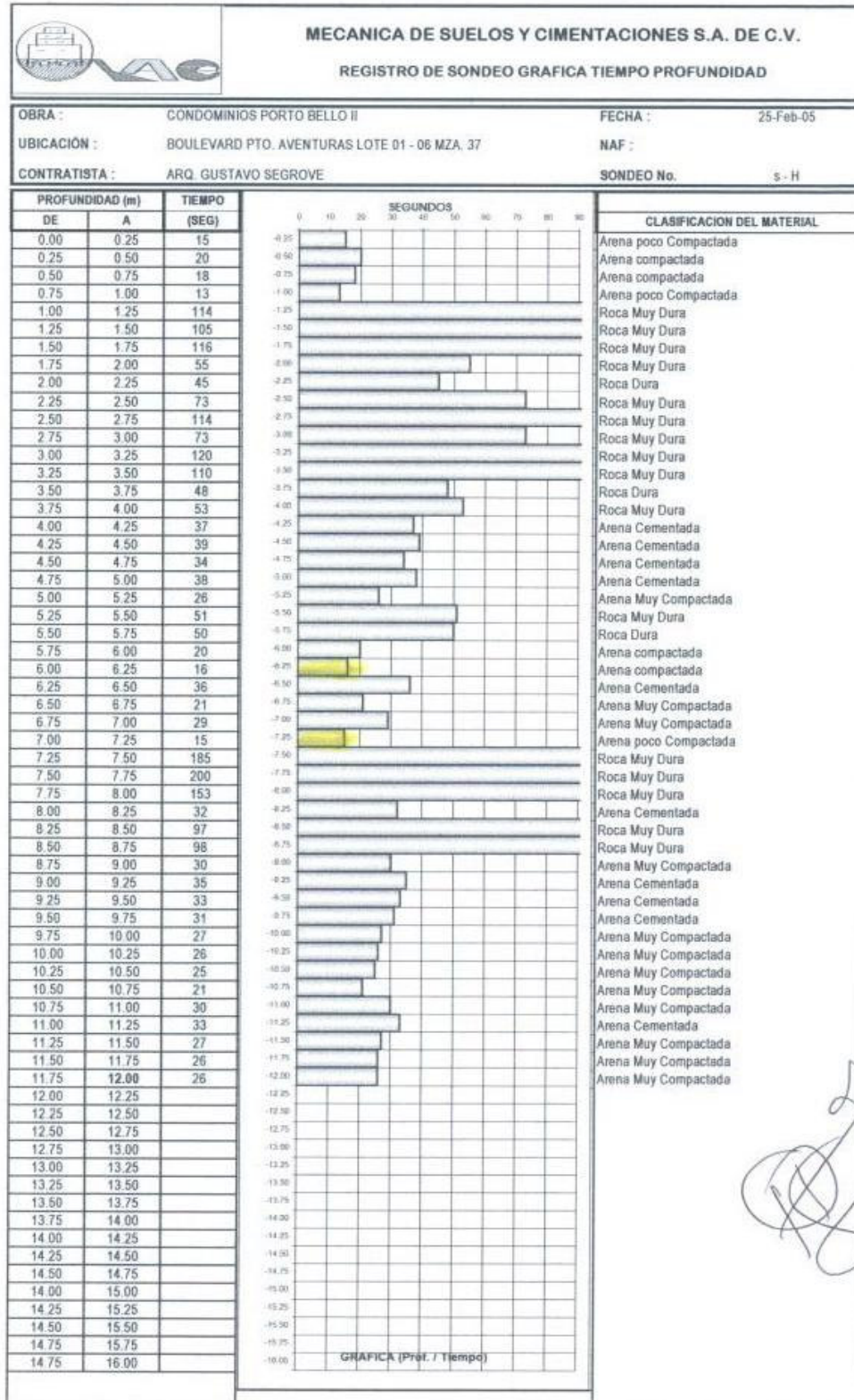


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO H

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
APC	0.00 – 0.25	15	0.25
AC	0.25 – 0.75	38	0.50
APC	0.75 – 1.00	13	0.25
RMD	1.00 – 2.00	380	1.00
RD	2.00 – 2.25	45	0.25
RMD	2.25 – 3.50	490	1.25
RD	3.50 – 3.75	48	0.25
RMD	3.75 – 4.00	53	0.25
ACEM	4.00 – 5.00	148	1.00
AMC	5.00 – 5.25	26	0.25
RMD	5.25 – 5.50	51	0.25
RD	5.50 – 5.75	50	0.25
ACEM	5.75 – 6.50	72	0.75
AMC	6.50 – 7.00	50	0.50
APC	7.00 – 7.25	15	0.25
RMD	7.25 – 8.00	538	0.75
ACEM	8.00 – 8.25	32	0.25
RMD	8.25 – 8.75	195	0.50
AMC	8.75 – 9.00	30	0.25
ACEM	9.00 – 9.75	99	0.75
AMC	9.75 – 11.00	133	1.25
ACEM	11.00 – 11.25	33	0.25
AMC	11.25 – 12.00	79	0.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO I

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
APC	0.00 – 0.25	14	0.25
AC	0.25 – 0.50	17	0.25
APC	0.50 – 0.75	14	0.25
CR	0.75 – 1.00	10	0.25
APC	1.00 – 1.25	15	0.25
RMD	1.25 – 1.75	246	0.50
RD	1.75 – 2.25	90	0.50
AMC	2.25 – 2.50	28	0.25
RMD	2.50 – 3.00	226	0.50
RD	3.00 – 3.50	88	0.50
ACEM	3.50 – 3.75	37	0.25
APC	3.75 – 4.25	29	0.50
AC	4.25 – 4.50	19	0.25
RMD	4.50 – 4.75	74	0.25
AMC	4.75 – 5.00	29	0.25
APC	5.00 – 5.25	14	0.25
AMC	5.25 – 5.50	29	0.25
RD	5.50 – 5.75	48	0.25
ACEM	5.75 – 6.00	31	0.25
RMD	6.00 – 6.25	58	0.25
ACEM	6.25 – 6.50	40	0.25
AMC	6.50 – 6.75	23	0.25
AC	6.75 – 7.00	17	0.25
APC	7.00 – 7.25	14	0.25
RMD	7.25 – 7.75	149	0.50
CR	7.75 – 8.25	18	0.50
AMC	8.25 – 8.50	27	0.25
RMD	8.50 – 9.75	491	1.25
AMC	9.75 – 10.00	29	0.25
ACEM	10.00 – 10.25	40	0.25
AMC	10.25 – 10.50	29	0.25
RD	10.50 – 10.75	41	0.25
ACEM	10.75 – 11.00	39	0.25
AMC	11.00 – 11.25	27	0.25
ACEM	11.25 – 11.75	69	0.50
RD	11.75 – 12.00	41	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO J

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
ACEM	0.00 – 0.25	40	0.25
AC	0.25 – 0.50	18	0.25
APC	0.50 – 1.00	28	0.50
CR	1.00 – 1.25	10	0.25
RMD	1.25 – 1.50	58	0.25
APC	1.50 – 1.75	13	0.25
ACEM	1.75 – 2.00	40	0.25
AMC	2.00 – 2.25	27	0.25
ACEM	2.25 – 2.50	39	0.25
RMD	2.50 – 4.50	575	2.00
ACEM	4.50 – 4.75	40	0.25
RMD	4.75 – 5.00	63	0.25
ACEM	5.00 – 5.25	38	0.25
AMC	5.25 – 5.50	30	0.25
RD	5.50 – 6.25	137	0.75
RMD	6.25 – 6.50	58	0.25
RD	6.50 – 6.75	47	0.25
AMC	6.75 – 7.00	29	0.25
AC	7.00 – 7.50	35	0.50
RMD	7.50 – 7.75	61	0.25
RD	7.75 – 8.75	191	1.00
RMD	8.75 – 9.25	135	0.50
RD	9.25 – 9.50	48	0.25
ACEM	9.50 – 9.75	36	0.25
AMC	9.75 – 10.00	28	0.25
RMD	10.00 – 10.25	123	0.25
RD	10.25 – 10.50	48	0.25
RMD	10.50 – 11.00	140	0.50
ACEM	11.00 – 11.50	72	0.50
RD	11.50 – 11.75	48	0.25
ACEM	11.75 – 12.00	37	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO K

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
APC	0.25 – 0.50	15	0.25
AC	0.50 – 1.25	55	0.75
RD	1.25 – 1.50	45	0.25
RMD	1.50 – 2.00	154	0.50
ACEM	2.00 – 2.25	40	0.25
AMC	2.25 – 2.50	21	0.25
AC	2.50 – 2.75	18	0.25
ACEM	2.75 – 3.00	40	0.25
RMD	3.00 – 3.50	203	0.50
RD	3.50 – 3.75	46	0.25
RMD	3.75 – 4.25	147	0.50
RD	4.25 – 4.50	50	0.25
RMD	4.50 – 4.75	77	0.25
RD	4.75 – 5.00	45	0.25
AMC	5.00 – 5.50	50	0.50
AC	5.50 – 5.75	18	0.25
RMD	5.75 – 6.00	65	0.25
APC	6.00 – 6.25	15	0.25
ACEM	6.25 – 6.50	32	0.25
AMC	6.50 – 6.75	23	0.25
ACEM	6.75 – 7.00	33	0.25
AC	7.00 – 7.25	19	0.25
APC	7.25 – 7.50	15	0.25
RMD	7.50 – 7.75	71	0.25
AC	7.75 – 8.25	34	0.50
RMD	8.25 – 9.25	308	1.00
ACEM	9.25 – 10.25	145	1.00
RD	10.25 – 10.50	45	0.25
RMD	10.50 – 10.75	60	0.25
RD	10.75 – 11.00	50	0.25
RMD	11.00 – 11.25	51	0.25
RD	11.25 – 11.50	41	0.25
ACEM	11.50 – 11.75	38	0.25
AMC	11.75 – 12.00	29	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

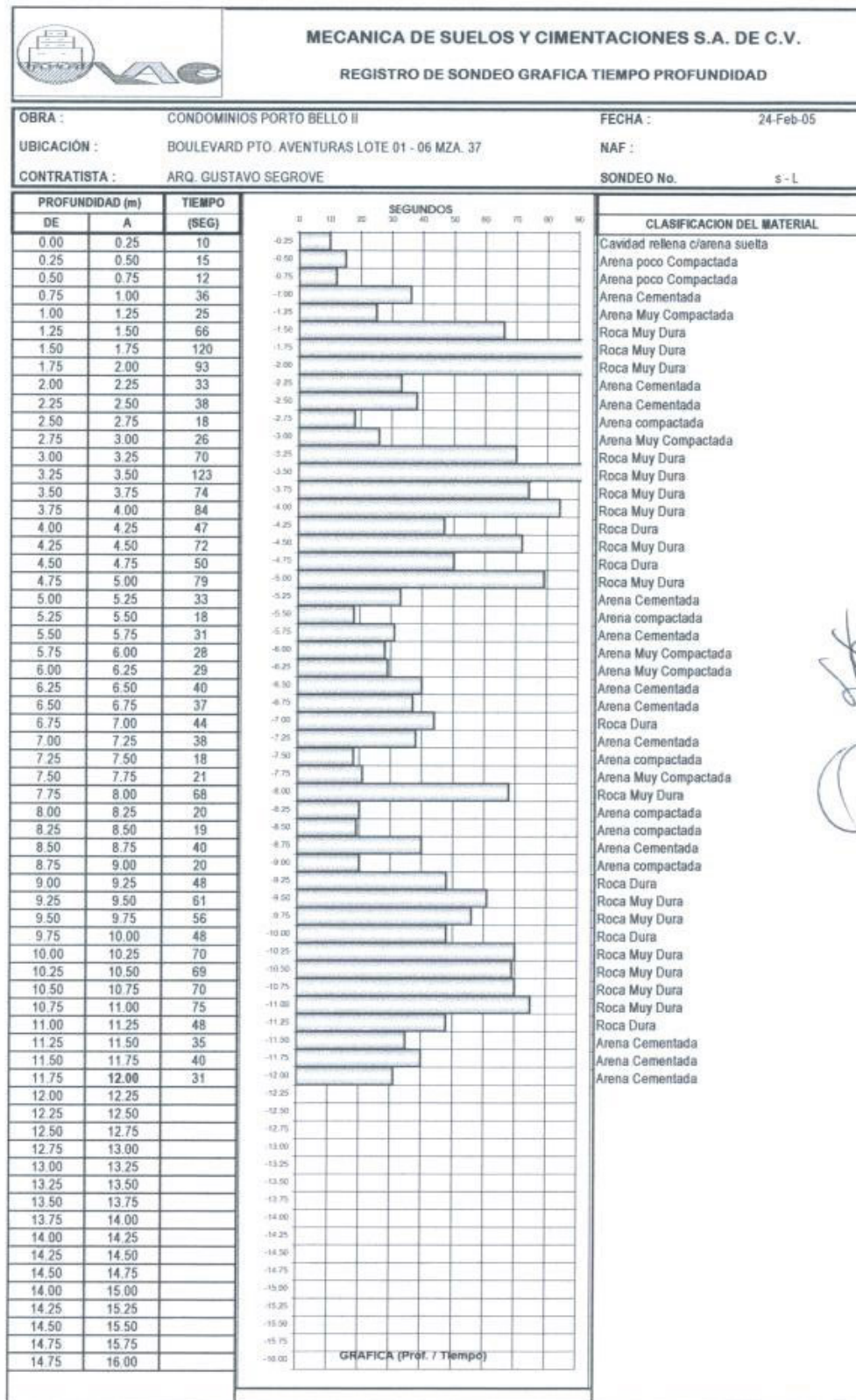


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO L

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
CR	0.00 – 0.25	10	0.25
APC	0.25 – 0.75	27	0.50
ACEM	0.75 – 1.00	36	0.25
AMC	1.00 – 1.25	25	0.25
RMD	1.25 – 2.00	279	0.75
ACEM	2.00 – 2.50	71	0.50
AC	2.50 – 2.75	18	0.25
AMC	2.75 – 3.00	26	0.25
RMD	3.00 – 4.00	351	1.00
RD	4.00 – 4.25	47	0.25
RMD	4.25 – 4.50	72	0.25
RD	4.50 – 4.75	50	0.25
RMD	4.75 – 5.00	79	0.25
ACEM	5.00 – 5.25	33	0.25
AC	5.25 – 5.50	18	0.25
ACEM	5.50 – 5.75	31	0.25
AMC	5.75 – 6.25	57	0.50
ACEM	6.25 – 6.75	77	0.50
RD	6.75 – 7.00	44	0.25
ACEM	7.00 – 7.25	38	0.25
AC	7.25 – 7.50	18	0.25
AMC	7.50 – 7.75	21	0.25
RMD	7.75 – 8.00	68	0.25
AC	8.00 – 8.50	39	0.50
ACEM	8.50 – 8.75	40	0.25
AC	8.75 – 9.00	20	0.25
RD	9.00 – 9.25	48	0.25
RMD	9.25 – 9.75	121	0.50
RD	9.75 – 10.00	48	0.25
RMD	10.00 – 11.00	332	1.00
RD	11.00 – 11.25	48	0.25
ACEM	11.25 – 12.00	106	0.75

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

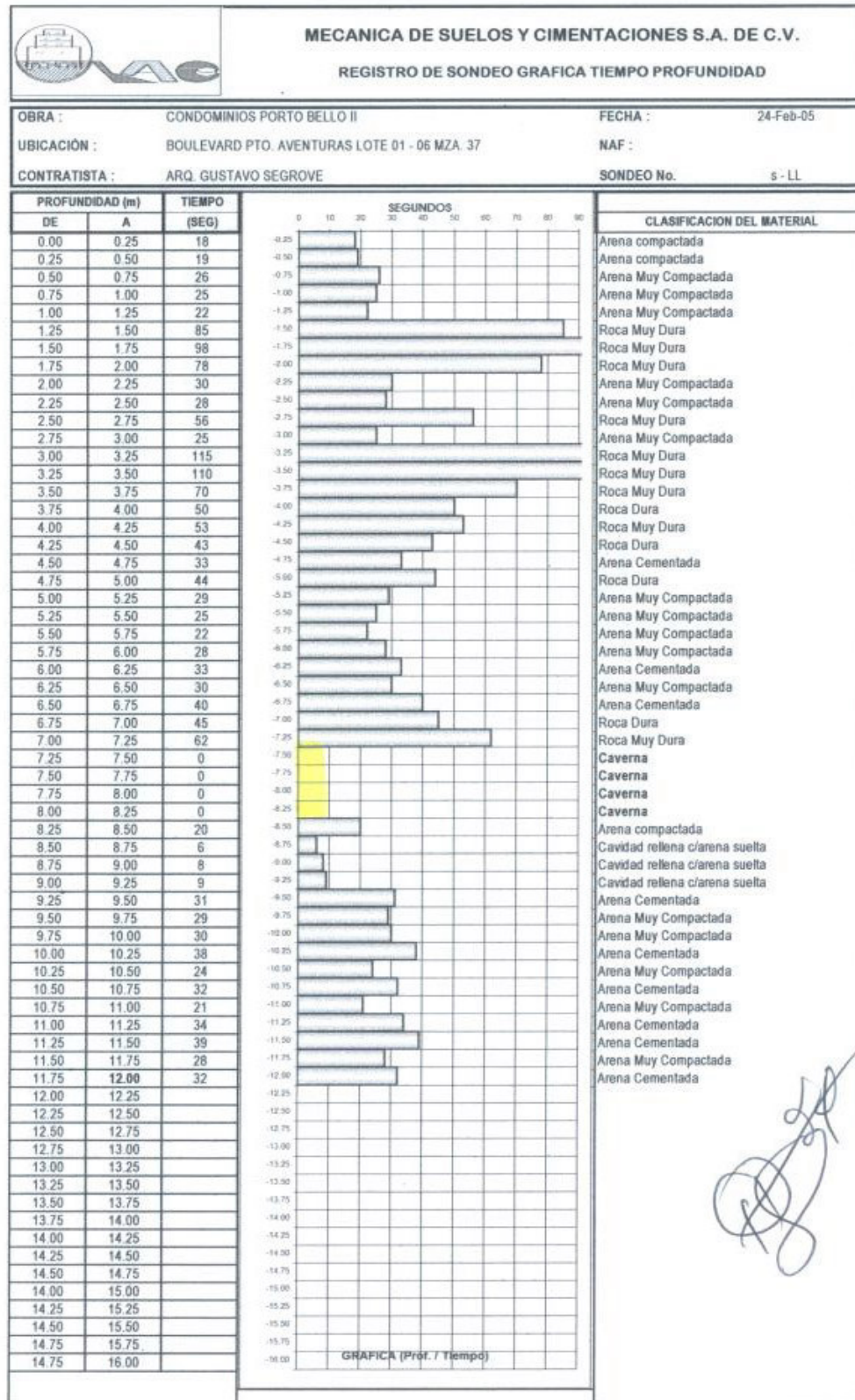


CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”

SONDEO LL

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDAD [m]	TIEMPO [s]	LONGITUD [m]
AC	0.00 – 0.50	37	0.50
AMC	0.50 – 1.25	73	0.75
RMD	1.25 – 2.00	261	0.75
AMC	2.00 – 2.50	58	0.50
RMD	2.50 – 2.75	56	0.25
AMC	2.75 – 3.00	25	0.25
RMD	3.00 – 3.75	295	0.75
RD	3.75 – 4.00	50	0.25
RMD	4.00 – 4.25	53	0.25
RD	4.25 – 4.50	43	0.25
ACEM	4.50 – 4.75	33	0.25
RD	4.75 – 5.00	44	0.25
AMC	5.00 – 6.00	104	1.00
ACEM	6.00 – 6.25	33	0.25
AMC	6.25 – 6.50	30	0.25
ACEM	6.50 – 6.75	40	0.25
RD	6.75 – 7.00	45	0.25
RMD	7.00 – 7.25	62	0.25
C	7.25 – 8.25	-	1.00
AC	8.25 – 8.50	20	0.25
CR	8.50 – 9.25	23	0.75
ACEM	9.25 – 9.50	31	0.25
AMC	9.50 – 10.00	59	0.50
ACEM	10.00 – 10.25	38	0.25
AMC	10.25 – 10.50	24	0.25
ACEM	10.50 – 10.75	32	0.25
AMC	10.75 – 11.00	21	0.25
ACEM	11.00 – 11.50	73	0.50
AMC	11.50 – 11.75	28	0.25
ACEM	11.75 – 12.00	32	0.25

CAPÍTULO III “Descripción del Proyecto”



CAPÍTULO IV “Soluciones Constructivas y Recomendaciones”

CAPÍTULO IV. “Soluciones Constructivas y Recomendaciones”

Debido a la presencia de asentamientos diferenciales en dos edificios vecinos de 4 niveles y a partir del informe técnico (Estudios de Mecánica de Suelos), podemos determinar las causas que generaron los asentamientos diferenciales y así proponer las alternativas de solución para la **recimentación** de las estructuras del proyecto.

Una vez realizados y analizados los sondeos, podemos observar que en la mayoría de estos se encuentran grietas conectadas a cavernas en las cuales se generaron fenómenos mínimos de licuación atribuibles a los impactos generados por la ruptura hidráulica de afloramientos rocosos.

Considerando las condiciones anteriores la recomendación para recimentar es la siguiente:

AMPLIACIÓN DE SECCIÓN EN ZAPATAS EXISTENTES

1. Excavar en tramos alternados de 3.00 [m] por debajo de las zapatas corridas, de tal forma que se pueda trabajar por secciones, una vez hechas las excavaciones por módulos se deberá colocar el acero y colar las zapatas para garantizar el contacto con la zapata anterior con la zapata de recimentación. Será necesario colar la zapata nueva con concreto expansivo (grout expansivo) y retirar parte de la capa superficial de la zapata (sin afectar totalmente el recubrimiento), esto con el fin de garantizar la adherencia entre concretos (Junta Fría).
2. Una vez colados los módulos extremos, se deberá continuar el colado o colados de las zapatas centrales con el mismo procedimiento.
3. Para evitar que los asentamientos diferenciales aumenten es necesario apuntalar las zonas cercanas a las zapatas para evitar que las columnas cedan.
4. Una vez coladas las zapatas en toda la cimentación del edificio, será necesario llevar un control de nivelaciones para observar el comportamiento de éstas.
5. No se permitirá golpear o causar vibraciones en las zonas cercanas a los edificios, ya que esto generará hundimientos y presencia de grietas en las estructuras.
6. El ancho mínimo de las zapatas corridas de concreto deberá ser de 1.00 [m] para aumentar la capacidad de carga de la cimentación al doble.
7. Actualmente la cimentación presenta una capacidad de carga admisible de 25.17 [T/m²].
8. La capacidad de carga admisible una vez realizada la recimentación será de 32.96 [T/m²], por lo que el factor de seguridad de la estructura aumenta notablemente.
9. La zapata de recimentación deberá aportar rigidez para evitar los asentamientos diferenciales.
10. Para obtener una capacidad de carga más apegada a la realidad, será necesario realizar un mínimo de 2 sondeos mixtos a 15 [m] cada uno y recalcular los asentamientos y la capacidad de carga de la estructura.

Las zonas de grietas se originan a partir de la ruptura realizada con el martillo neumático y presentan diferentes trayectorias en diferentes direcciones hacia los edificios.

CAPÍTULO IV “Soluciones Constructivas y Recomendaciones”

Así mismo, se recomienda la realización de un estudio geofísico con método eléctrico para definir con mayor precisión las grietas que estén conectadas con las cavernas, esto con el fin de determinar espesores y estimar un posible traslado de material, asociado a las posibles líneas de flujo que se desarrollen en el área de importancia.

COMPACTACIÓN DINÁMICA

Éste método aplicado en materiales granulares, proporciona un mejoramiento de las propiedades ingenieriles, puesto que las partículas toman un arreglo más compacto, incrementándose así la compacidad relativa, capacidad de carga y una reducción de asentamientos. Dado que se da origen a un bulbo densificado por debajo del punto (s) de apisonamiento.

Naturalmente, este procedimiento debió de llevarse a cabo durante la etapa de sondeos y exploración, con el fin de prevenir los posibles asentamientos diferenciales asociados a la existencia de cavernas.

En éste tipo de material (arenas saturadas), una gran parte de los impulsos dinámicos son transferidos al agua intersticial, ya que después de un número determinado de impactos se incrementa la presión de poro lo suficiente como para generar el fenómeno de licuación controlada local (inducido).

Es bien conocido que la granulometría y la compacidad del suelo son dos factores que influyen en la velocidad a la cual se alcanza la licuación. El incremento de la compacidad, debido a la disipación de presión de poro, se obtiene en un tiempo relativamente corto; aproximadamente en 1 ó 2 días.

Existen teorías que tratan de evitar la licuación y el tratamiento que se da al suelo asociado a éstas consideraciones es el de no generar un exceso de presión de poro, lo cual se logra con niveles más bajos de energía (disminución de frecuencia de onda en la vibración), esto aunado a la existencia de capas densas en el suelo por mejorar, ya que estas absorberán un alto nivel de energía (proporcionado por los impactos), y el suelo localizado en estratos más bajos recibirá por consiguiente un nivel de energía menor.

Este método es excelente para mejorar materiales granulares (friccionantes), ya sea que se encuentren por arriba o por debajo del nivel freático y habrá que tomar precauciones adicionales, ya que si dentro de éste material existe un gran contenido de finos, especialmente cuando el suelo está saturado, ya que la presión de poro dificulta la compactación.

VIBRADOR DE FONDO

El vibrador penetra hasta la profundidad de diseño (2 ó 3 [m], cuando el estrato de roca dura así lo permita) por medio de su peso. Las fuerzas verticales y horizontales, transmitidas por las vibraciones, son las básicas que constituyen cualquier trabajo de compactación. El agua y la corriente eléctrica son introducidas por medio de un cabezal que se localiza en la parte superior de los tubos de prolongación, mismos, que generalmente poseen un diámetro de 0.30 [m].

CAPÍTULO IV “Soluciones Constructivas y Recomendaciones”

Es importante hacer notar que para llevar a cabo este procedimiento, se requiere de por lo menos una grúa de 150 [T] de capacidad para sostener dichos tubos y el vibrador, en este caso no se requerirá de tubería de extensión, ya que sólo se pretenderán alcanzar como máximo los 3.00 [m] de profundidad, también de un generador que suministre la energía eléctrica requerida y finalmente una bomba de alta presión que durante el proceso de penetración entregue un gasto de 300 a 600 [l / min] .

De manera esquemática, proporciono las características del vibrador:

DIÁMETRO [m]	LONGITUD [m]	PESO [T]
0.30 – 0.45	3.00 – 5.00	2.00 – 7.00

VIBROFLOTACIÓN Y VIBROCOMPACTACIÓN

Al utilizar los vibradores de fondo, la técnica de mejoramiento es llamada vibroflotación, la cual permite la adición de material de relleno (arena o grava), para compensar la reducción del volumen del suelo debido al proceso de densificación.

El tipo de material de relleno depende de las características del suelo por mejorar. Si se trata de un suelo granular con un contenido de finos menor que el 10%, el material de relleno podría ser arena. En estas condiciones a éste método se le conoce como vibrocompactación.

Los asentamientos de suelos granulares alcanzan de un 5% a un 15% de la profundidad tratada y así la vibrocompactación permite el uso de zapatas superficiales con un diseño de capacidad de carga de 0.021 a 0.041 [kg/cm²].

Esta técnica permite el uso de cimentaciones más económicas, diseñadas para una capacidad de carga de hasta 10.20 [kg/cm²] en arenas limpias, el ángulo de fricción interna aumenta entre 5 y 8 grados, el módulo de deformación puede aumentar hasta 1.02 [kg/cm²].

INYECCIONES EN ROCA

Esta técnica consiste básicamente en inyectar fluido a presión por entre la masa rocosa, con el objeto de sustituir el aire o el agua en las fisuras, grietas y oquedades con un producto, el cual reducirá el flujo de agua (impermeabilización) y en algunos casos incrementará la resistencia y el módulo de deformabilidad del medio en forma significativa (consolidación).

Estas discontinuidades permiten que se establezcan (en algunos casos) verdaderos canales de comunicación por los que se traslada el agua subterránea, facilitando la migración de material y para corregir esta situación lo más conveniente resulta sellarlas para interrumpir el flujo.

Para este caso en particular, propondremos el relleno, ya que algunas rocas (o macizos rocosos) poseen grandes cavidades formadas naturalmente, como los ductos de carsticidad en las rocas calizas o las oquedades que quedan entre distintos derrames de lava en las rocas ígneas extrusivas.

CAPÍTULO IV “Soluciones Constructivas y Recomendaciones”

PILOTES

La alternativa que considero como segura es ésta, debido a que al estar los pilotes (de punta) en contacto directo con la masa rocosa y transmitir los esfuerzos de una manera eficiente, representa un gran despliegue de técnica ingenieril. Considerando Pilotes de concreto vaciados en el lugar, habría que tomar en cuenta los agujeros que hay que formar en el suelo para después rellenarlos con concreto, también se puede emplear una jaula de acero de refuerzo, los métodos más comunes para realizar la construcción de dichos elementos son:

1. Se excava un agujero con una perforadora antes de vaciar el concreto para formar un pilote perforado (naturalmente dicho agujero deberá rellenarse de manera simultánea con lodo bentonítico para evitar que se colapse dado que son arenas).
2. Se forma un agujero con barrena de descarga continua y se inyecta lechada a presión por el agujero, por el talón del vástago de la barrena hueca durante el retiro de la barrena.
3. O bien se puede emplear una modificación del método anterior con la misma barrena de descarga continua, para crear un concreto mezclado en el lugar en arena granular limpia.

Existen otros muchos procedimientos utilizados para la construcción de pilotes de concreto vaciados en el lugar, la mayor parte de estos son sistemas patentados.

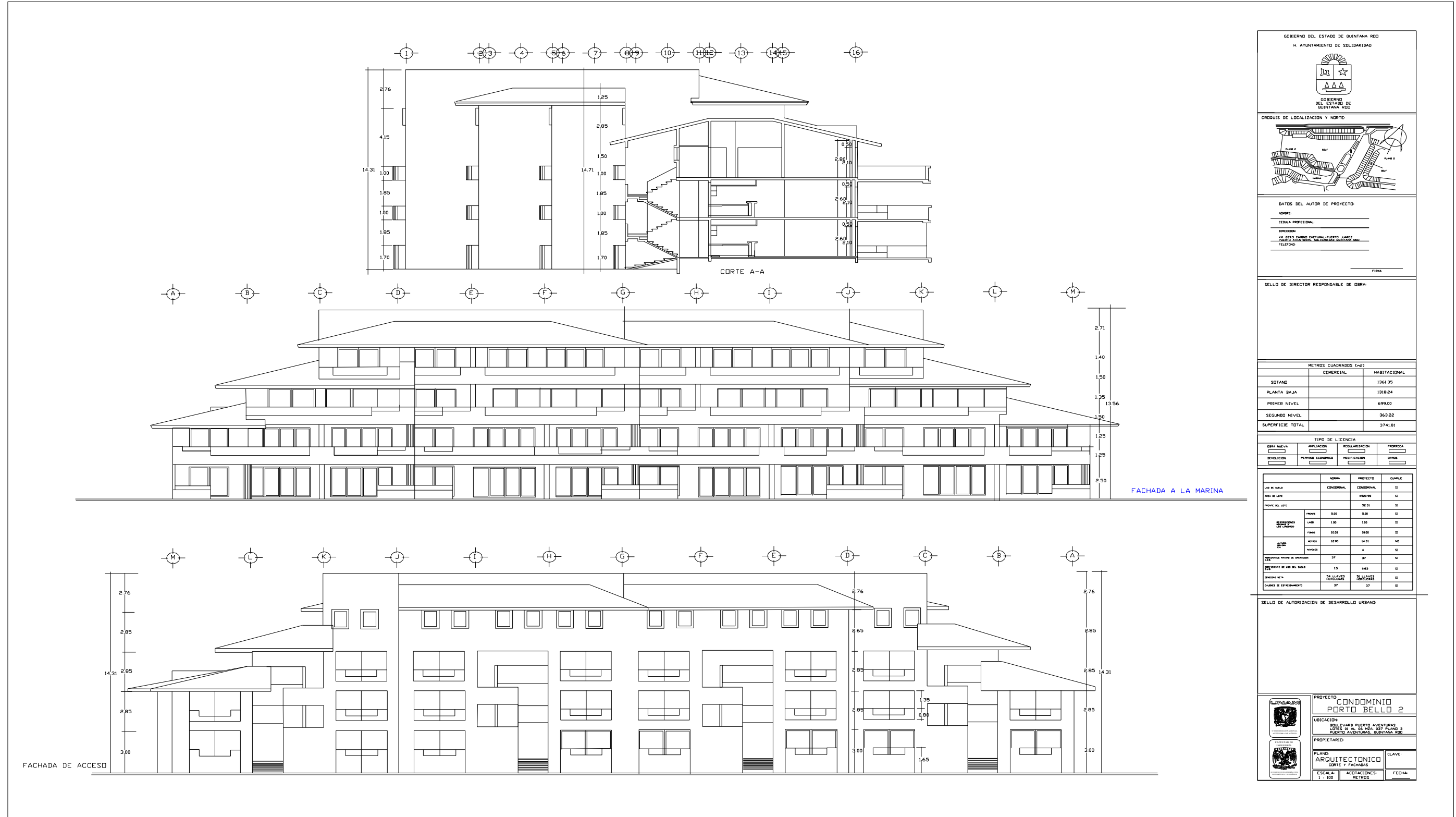
Las ventajas de los pilotes de concreto vaciados en el lugar incluyen:

1. Costo relativamente bajo.
2. Ejecución rápida.
3. Facilidad de adaptación a diferentes longitudes.
4. Posibilidad de muestreo del suelo durante la construcción de cada emplazamiento de pilote.
5. Posibilidad de penetrar capas duras indeseables.
6. Alta carga admisible (esto variará según la sección, la longitud y los efectos de confinamiento).
7. Altos niveles de vibración y ruido durante la instalación.
8. Menor tiempo de construcción en comparación con Pilotes precolados ya que no hay que considerar tiempo de curado antes de la instalación.

Adicional a estas ventajas constructivas, los factores que consideré y tomé en cuenta para inclinarme por este tipo de cimentación son:

1. Concreto como material (cemento puzolánico y aditivos) ya que los Pilotes estarán expuestos al contacto con agua salada y carbonatación.
2. Al tratarse de una estructura habitacional y conforme lo indica el Reglamento de Construcciones local, se requiere minimizar los asentamientos diferenciales (previo estudio de Mecánica de Suelos, para localización y dimensionamiento de posibles Cavernas).
3. Evitar cualquier procedimiento de recimentación posterior (previa supervisión estricta en procesos de instalación).

CAPÍTULO IV “Soluciones Constructivas y Recomendaciones”



GOBIERNO DEL ESTADO DE QUINTANA ROO H. AYUNTAMIENTO DE SOLIDARIDAD																																																				
CRONOGRAMA DE LOCALIZACIÓN Y NORTE:																																																				
DATOS DEL AUTOR DE PROYECTO																																																				
NOMBRE: _____																																																				
CÉDULA PROFESIONAL: _____																																																				
DIRECCIÓN: _____																																																				
TELÉFONO: _____																																																				
FIRMA: _____																																																				
SELLO DE DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA																																																				
METROS CUADRADOS (m ²)																																																				
	COMERCIAL	HABITACIONAL																																																		
SOTANO		1361.35																																																		
PLANTA BAJA		1318.24																																																		
PRIMER NIVEL		699.00																																																		
SEGUNDO NIVEL		363.22																																																		
SUPERFICIE TOTAL		3741.81																																																		
TIPO DE LICENCIA																																																				
OBRA NUEVA	AMPLIACIÓN	REGULARIZACIÓN	REFORMA																																																	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																	
RECONSTRUCCIÓN	PERMISO ECONÓMICO	PROTECCIÓN	OTROS																																																	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>NORMA</th> <th>PROYECTO</th> <th>CUMPLE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>USO DE SUELO</td> <td>CONDICIONAL</td> <td>CONDICIONAL</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>AREA DE LOTE</td> <td></td> <td>4202.96</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>PERMITE EL LOTE</td> <td></td> <td>52.20</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">RESERVA DE ESTACIONAMIENTO</td> <td>FRONTE</td> <td>5.00</td> <td>5.00</td> </tr> <tr> <td>LADO</td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>FONDO</td> <td>30.00</td> <td>30.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">ALUMBRADO PÚBLICO</td> <td>METRO</td> <td>12.00</td> <td>14.20</td> </tr> <tr> <td>NIVEL</td> <td></td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>REQUERIMIENTO MÍNIMO DE ANCHURA</td> <td>37</td> <td>37</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>SECCIONES DE USO DEL SUELO</td> <td>13</td> <td>14.00</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>ANCHO DE VÍA</td> <td>56 AL VEHICULO</td> <td>56 AL VEHICULO</td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>ANCHO DE ESTACIONAMIENTO</td> <td>37</td> <td>37</td> <td>SI</td> </tr> </tbody> </table>					NORMA	PROYECTO	CUMPLE	USO DE SUELO	CONDICIONAL	CONDICIONAL	SI	AREA DE LOTE		4202.96	SI	PERMITE EL LOTE		52.20	SI	RESERVA DE ESTACIONAMIENTO	FRONTE	5.00	5.00	LADO	1.00	1.00	FONDO	30.00	30.00	ALUMBRADO PÚBLICO	METRO	12.00	14.20	NIVEL		4	REQUERIMIENTO MÍNIMO DE ANCHURA	37	37	SI	SECCIONES DE USO DEL SUELO	13	14.00	SI	ANCHO DE VÍA	56 AL VEHICULO	56 AL VEHICULO	SI	ANCHO DE ESTACIONAMIENTO	37	37	SI
	NORMA	PROYECTO	CUMPLE																																																	
USO DE SUELO	CONDICIONAL	CONDICIONAL	SI																																																	
AREA DE LOTE		4202.96	SI																																																	
PERMITE EL LOTE		52.20	SI																																																	
RESERVA DE ESTACIONAMIENTO	FRONTE	5.00	5.00																																																	
	LADO	1.00	1.00																																																	
	FONDO	30.00	30.00																																																	
ALUMBRADO PÚBLICO	METRO	12.00	14.20																																																	
	NIVEL		4																																																	
REQUERIMIENTO MÍNIMO DE ANCHURA	37	37	SI																																																	
SECCIONES DE USO DEL SUELO	13	14.00	SI																																																	
ANCHO DE VÍA	56 AL VEHICULO	56 AL VEHICULO	SI																																																	
ANCHO DE ESTACIONAMIENTO	37	37	SI																																																	
SELLO DE AUTORIZACIÓN DE DESARROLLO URBANO																																																				
PROYECTO: CONDOMINIO PORTO BELLO 2																																																				
UBICACIÓN: BULEVARD PUERTO AVENTURAS, BARRIO DE AL. 56, MAN. 027, PUNTO 3, PUERTO AVENTURAS, QUINTANA ROO																																																				
PROPIETARIO: _____																																																				
PLANO: ARQUITECTONICO		CLAVE: _____																																																		
ESCALA: 1 : 100		FECHA: _____																																																		

CONCLUSIONES

Conclusiones

Conocido e identificado el problema que presenta la estructura del edificio de Portobello (grietas a 45° en los elementos estructurales), asociados a asentamientos diferenciales generados por la ruptura de afloramientos rocosos por medios neumáticos y una vez analizados los resultados obtenidos a partir del estudio de Mecánica de Suelos, puedo afirmar que el tipo de cimentación adoptada al inicio del proyecto resultó insuficiente, debido a que no se realizaron las consideraciones necesarias para resolver el problema de la existencia de cavernas.

El informe de Mecánica de suelos, propone una recimentación; es decir crecer la sección de la base de la zapata, resultando a mi parecer una solución para resolver el problema temporalmente, ya que dentro de éste informe no se habla de ningún tipo de mejoramiento mecánico del suelo en la zona de afectación, ni tampoco del relleno de las cavernas por medios inducidos de licuación para densificar la masa de suelo.

Tal y como lo expresé dentro del cuerpo de la tesis, me inclinaría por la cimentación profunda (pilotes de punta) y por la densificación previa de la masa de suelo (inducir la licuación en una masa saturada) para reducir al mínimo aceptable los asentamientos diferenciales.

El aspecto que puedo resaltar como relevante es el “procedimiento constructivo” y así realizar las consideraciones pertinentes; es decir, un plan de ataque, las posibles eventualidades, los retrasos, las estimaciones preeliminares (tiempo, materiales, equipo y costo), la planeación dentro de esta actividad está implícita, ya que si no se realiza una adecuada planeación el proyecto experimentará retrasos y como en este caso deterioros asociados a un mal manejo de la información disponible.

Bibliografía

1. MANUAL DE FÓRMULAS TÉCNICAS
GUIECK, Kurt. 19ª. Edición.
Ed. Alfaomega. México 1995.

2. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL
MERRIT, Frederick S. ; LOFTIN, M. Kent. ; RICKETTS, Jonathan T. 4a. Edición
Ed. Mc Graw Hill. México 1999.
TOMOS I y II

3. XXI REUNIÓN NACIONAL DE MECÁNICA DE SUELOS
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos Et. Al.
Ed. SMMS. México 2002.
TOMO II

4. FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
DAS, Braja M.
Ed. Thomson Learning. México 2001.

5. MECÁNICA DE SUELOS
JUÁREZ, Badillo Eulalio; RICO, Rodríguez Alfonso.
Ed. Limusa Noriega. México 2006.
TOMOS I,II y II

6. DISEÑO ESTRUCTURAL
MELLI, Piralla R.
Ed. Limusa Noriega. México 2002.

7. MANUAL DE CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos Et. Al.
Ed. SMMS. México 2002.
TOMOS I y II

8. BUSCADOR SATELITAL GOOGLE EARTH PLUS 2007

9. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL ESTADO DE QUINTANA ROO 2004

10. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DF 2004