



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**“ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN PARA SILOS
DE ALMACENAMIENTO EN VALLE DE CHALCO
ESTADO DE MÉXICO”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

PEDRO MICHEL LUNA ENCISO

DIRECTOR DE TESIS:

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MÉXICO, 2015

I

Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México





Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



AGRADECIMIENTOS

A DIOS

Por haberme puesto en el lugar adecuado en cada momento para llegar a la culminación de este ciclo en mi vida.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Por brindarme un lugar en sus aulas, por todos los apoyos económicos recibidos y por darme la oportunidad de ir a estudiar a España.

A LA FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES “ARAGÓN”

Por los cinco años en que fue mi segundo hogar, por haber recibido una excelente formación de parte de sus maestros. Adoro este lugar donde tuve la dicha de conocer a gente maravillosa.

A MI ESPOSA

Selene Valencia Cortes por aguantarme todo este tiempo que estuve con presiones en la universidad, por su apoyo incondicional, por motivarme a salir adelante y sobre todo por darme la dicha de ser padre.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



A MI HIJA

Andrea Michelle Luna Valencia por hacerme el hombre más feliz del mundo, por esa sonrisa que me hipnotiza, por todo su amor y ser mi motor. Espero ser tu modelo a seguir princesa.

A MI PADRE

Pedro Luna Rodríguez por su apoyo en todo este tiempo para que no hiciera a un lado mis estudios, por todo lo que se privó de hacer con tal de que tuviera una carrera universitaria, por su ejemplo de trabajo duro para sacar adelante a su familia, gracias.

A MI MADRE

Elsa Enciso Melgarejo por su apoyo incondicional en todos mis problemas, por tener siempre el valor para salir adelante, por su dedicación, amor y comprensión. Eres la mejor, gracias.

A MIS HERMANAS

Rita Luna y Sinaí Luna por compartir tantos años bajo el mismo techo, por su apoyo incondicional, por su comprensión y cariño. Saben que las quiero muchísimo.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



A MIS SOBRINOS

Alejandro Luna e Isabella Luna por darme muchísimas alegrías, Ale espero que cumplas lo que me dijiste de estudiar en Europa.

A MIS AMIGOS

Que desde el primer día en la Facultad estuvieron conmigo en todo momento. Abel, Pepe, Oscar, Tavo, Aguila, Oswaldo, Arturo, Karla, Blanca, a los Mc Quarrys por recibirme en su grupo, y a todos los que no mencione pero que también pasamos buenos tiempos.

Les agradezco por todas las aventuras que pasamos juntos, por las desveladas en la entrega de proyectos, por la dedicación en las prácticas, gracias por todas las cosas que compartimos.

A MIS PROFESORES

Por ser comprometidos con su trabajo, por su dedicación en la enseñanza y por ser parte fundamental en mi formación como Ingeniero. Por mencionar a los que dejaron huella en mi están: “El Profe” Héctor Aguilar Rodríguez que marco mi paso por la prepa y fue factor fundamental para que siguiera con mis estudios universitarios.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



El Ingeniero José Antonio Dimas Chora que siempre estaba para cualquier duda o contratiempo que se presentara, por su apoyo en mi intercambio estudiantil a España. El Ingeniero Mario Sosa Rodríguez que me brindo todo su apoyo tanto en el Comité de Carrera, así como para realizar mi intercambio estudiantil a España.

A MI DIRECTOR DE TESIS

Ing. Gabriel Álvarez Bautista por compartir su conocimiento en las aulas, por motivarnos a interesarnos por la Geotecnia, por su tiempo dedicado a este trabajo de tesis y por ser un gran mentor.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



INDICE

AGRADECIMIENTOS.....	II
INTRODUCCIÓN.....	1
1. ANTECEDENTES.....	3
1.1 LOCALIZACION.....	5
1.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....	6
1.3 CONDICIONES ACTUALES DEL PREDIO Y COLINDANCIAS.....	7
2. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO.....	10
2.1 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN.....	11
2.1.1 POZO A CIELO ABIERTO.....	12
2.1.2 SONDEO CON EQUIPO MECÁNICO.....	14
2.1.3. MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.....	15
2.1.4 MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA.....	16
2.2 ENSAYES DE LABORATORIO.....	20
2.2.1 MUESTRAS ALTERADAS.....	21
2.2.2 MUESTRAS INALTERADAS.....	21
2.2.3 ENSAYES DE COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADAS-NO DRENADAS (TIPO UU).....	23
3. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.....	25
3.1 CARACTERISTICAS FISICAS DEL SUBSUELO.....	26
3.2 PROCESO DE FORMACIÓN DE LOS SUELOS DE TRANSICIÓN.....	26
3.3 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO.....	28
3.4 SISMICIDAD.....	31
4. ANALISIS GEOTECNICO.....	33
4.1 DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA Y SÍSMICO.....	34
4.2 ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.....	34
4.2.1. SILOS TOLVA DE Ø 15' DE 140 TON CADA UNO.....	34
4.2.2. OFICINAS.....	48
4.2.3. BODEGA DE ENSACADO.....	50
4.2.4 SILOS BROCK.....	53



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4.2.5 SILOS TOLVA CON \varnothing 15' DE 75 TON. CADA UNO.....	55
4.2.6 BANDA TRANSPORTADORA BAJO SILO.....	57
4.2.7 CASETA DE CONTROL.....	58
4.2.8. BASCULA FERROCARRILERA.....	60
4.2.9 TÚNEL RECIBA.....	64
4.2.10 FOSA ELEVADOR.....	64
4.2.11 SUBESTACIÓN.....	65
5. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	66
5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO GENERAL.....	66
5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN CON PILAS.....	67
5.3 CONSTRUCCIÓN DE INCLUSIONES.....	70
5.4.- PAVIMENTOS.....	70
5.4.1 DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE.....	71
5.4.2 DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO.....	75
6. CONCLUSIONES.....	85
ANEXOS.....	93
FIGURAS.....	94
ANEXO 1 REPORTE FOTOGRAFICO.....	104
ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO.....	111
ANEXO III ESPECIFICACIONES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	126
ANEXO IV ESPECIFICACIONES DE PAVIMENTOS RIGIDOS.....	136
REFERENCIAS.....	145



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



INTRODUCCIÓN

1.- OBJETIVO

El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y con asentamientos tolerables durante su vida útil.

2.- FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

Con el propósito de definir el tipo de cimentación adecuado que cumpla con el objetivo mencionado anteriormente, es indispensable evaluar con precisión las cargas que se transmiten al subsuelo, realizar un estudio detallado de mecánica de suelos y escoger el proceso constructivo que técnica y económicamente sea el más viable.

2.1.- CARGAS

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción, es necesario evaluar las acciones permanentes (incluyendo el peso propio), las acciones variables (incluyendo la carga viva), y las acciones accidentales (incluyendo sismo y viento), a las que se encontrara sometida.

2.2.- SUELO

El estudio del suelo en el que se apoyara una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizara la estabilidad del sistema. El estudio de mecánica de suelos permitirá determinar la configuración y composición de los diferentes estratos, las propiedades índices y las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo. Esta información servirá de base para la correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al subsuelo.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



2.3.- TÉCNICA Y ECONOMÍA

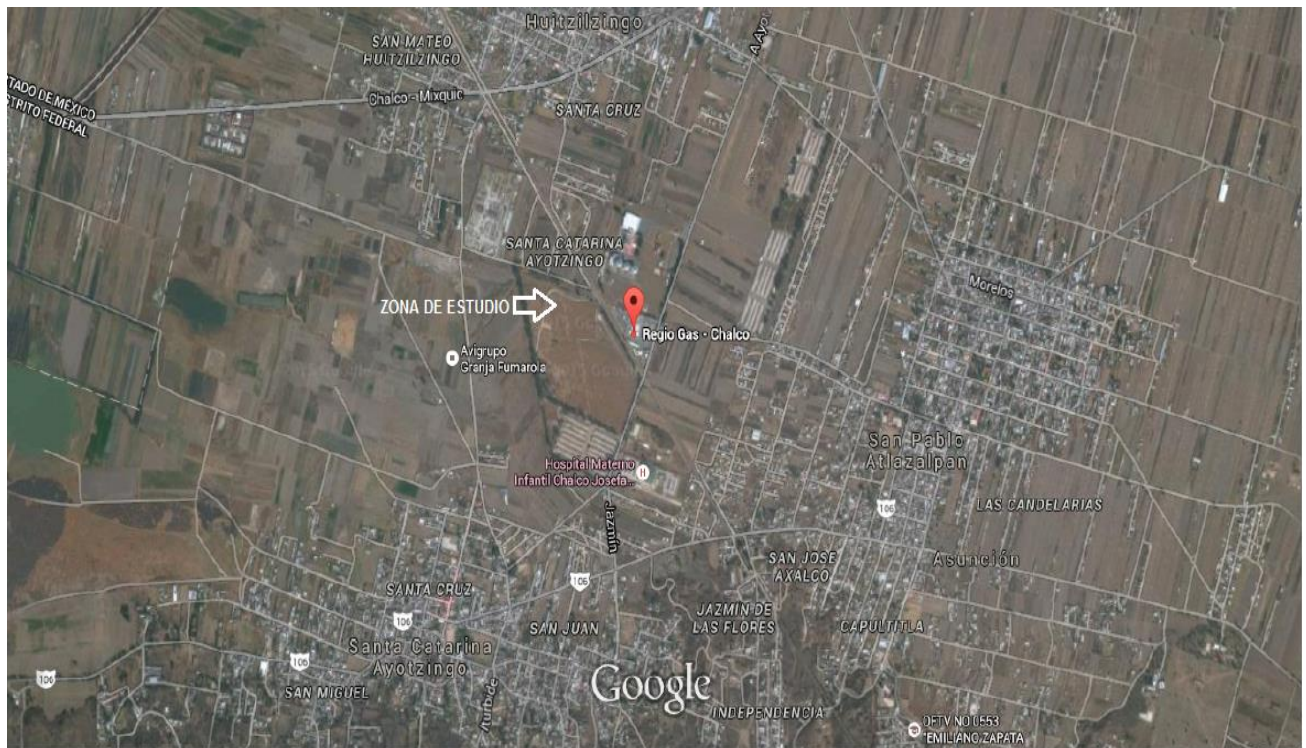
Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicara considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución sea económicamente aceptable.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



1. ANTECEDENTES



VISTA AÉREA DE LA ZONA DE ESTUDIO



CONDICIONES ACTUALES DEL SITIO DE INTERÉS



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



1.1 LOCALIZACION

Se presenta el siguiente Estudio de Mecánica de Suelos para el diseño de la cimentación para las instalaciones y silos de almacenamiento de granos, que se proyectan construir en un predio baldío que se localiza en la carretera México-Ayotzingo y Ferrocarril México-Cuautla, Colonia Santa Catarina Ayotzingo, Municipio de Chalco, Estado de México. La localización del sitio de interés se indica en la figura No. 1.

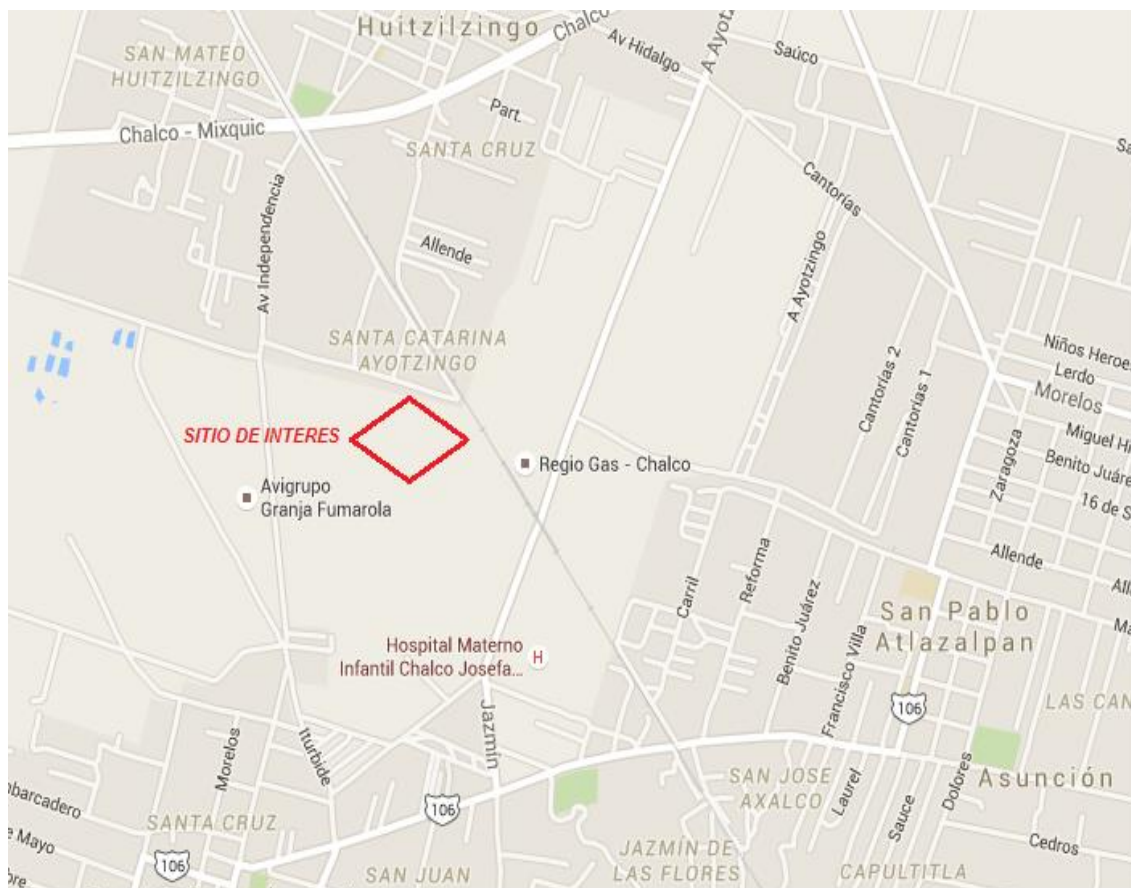


FIGURA 1. LOCALIZACION DEL SITIO DE INTERES

1.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El proyecto está integrado de la siguiente manera: 5 silos de almacenamiento de 22.0m de diámetro y 15.0m de altura con capacidad cada uno de 5000t de granos. En la zona de almacenaje se ubicarán algunas instalaciones para oficinas y de operación. Los silos operaran aproximadamente en un área de 6000m² como se muestra en las figuras No. 2 y 3.

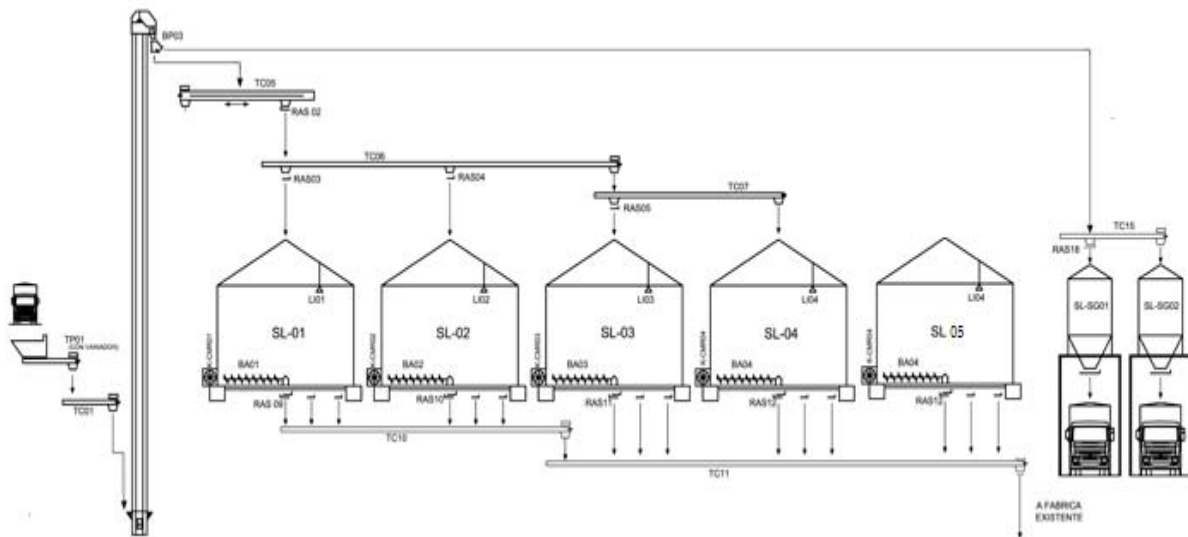


FIGURA 2. OPERACIÓN DE LOS SILOS DE ALMACENAMIENTO

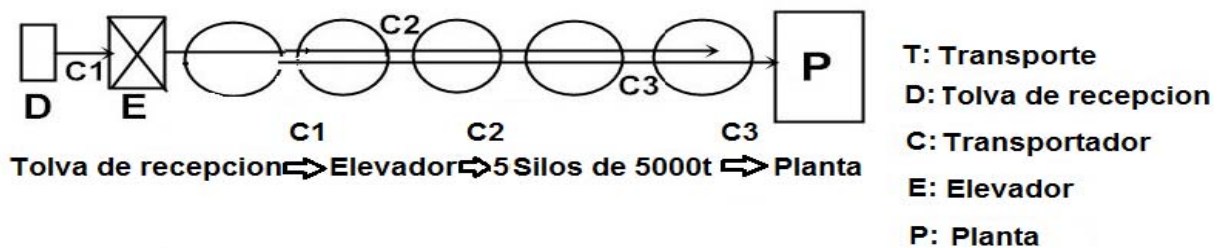


FIGURA 3. DISTRIBUCIÓN DE LOS SILOS DE ALMACENAMIENTO



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



1.3 CONDICIONES ACTUALES DEL PREDIO Y COLINDANCIAS

El predio actualmente no tiene uso, se encuentra como predio de cultivo, teniendo restos de construcciones antiguas, topográficamente es un predio muy plano y con abundante vegetación como producto de la temporada de lluvias.

Respecto a las colindancias, se tienen las siguientes referencias: al norte y norponiente se ubican instalaciones federales de ferrocarriles mexicanos como se muestra en la fotografía.



FOTOGRAFIA COLINDANCIA INSTALACIONES FEDERALES

Al sur-oriente la colindancia se ubica la calle Prolongación Jazmín.



FOTOGRAFIA COLINDANCIA CON PROLONGACIÓN JAZMÍN

Al sur la colindancia se localizan las instalaciones de una granja avícola.



FOTOGRAFIA COLINDANCIA CON GRANJA AVICOLA

Al poniente se tienen predios privados de cultivo.



FOTOGRAFIA COLINDANCIA CON PREDIOS DE CULTIVO

En la figura 4 se presenta un plano donde se muestran las colindancias en vista aérea.



FIGURA 4. COLINDANCIAS EN VISTA AÉREA

2. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO



SONDEO PROFUNDO Y POZO A CIELO ABIERTO

2.1 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

Considerando los requerimientos del proyecto, tomando en cuenta la magnitud del área y con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir se realizó la siguiente exploración:

Se realizó un sondeo profundo de tipo mixto a 20 m de profundidad obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales y muestras representativas alteradas a cada 50 cm o cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

Se excavó un pozo a cielo abierto a 2.5m de profundidad obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales y muestras representativas alteradas a cada 50 cm o cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

Los trabajos en campo fueron supervisados y coordinados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.



EJECUCIÓN DE SONDEO PROFUNDO Y OBTENCIÓN DE MUESTRAS



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



2.1.1 POZO A CIELO ABIERTO

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo superficial, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

Para conocer las características superficiales del subsuelo se excavo y muestreo un pozo a cielo abierto en el interior del predio de interés a 2.0 m de profundidad, para conocer las características superficiales tales como: espesores de capa de suelo vegetal y/o rellenos de mala calidad, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes del pozo mediante técnicas de clasificación de campo.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.5 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), que en este caso el nivel de agua freática no se detectó hasta la máxima profundidad explorada por el pozo.

El pozo se realizó con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio.

En la figura 5 se presenta un croquis del terreno donde se ubica el sondeo realizado.

El perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto excavado se presenta en la figura 6.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

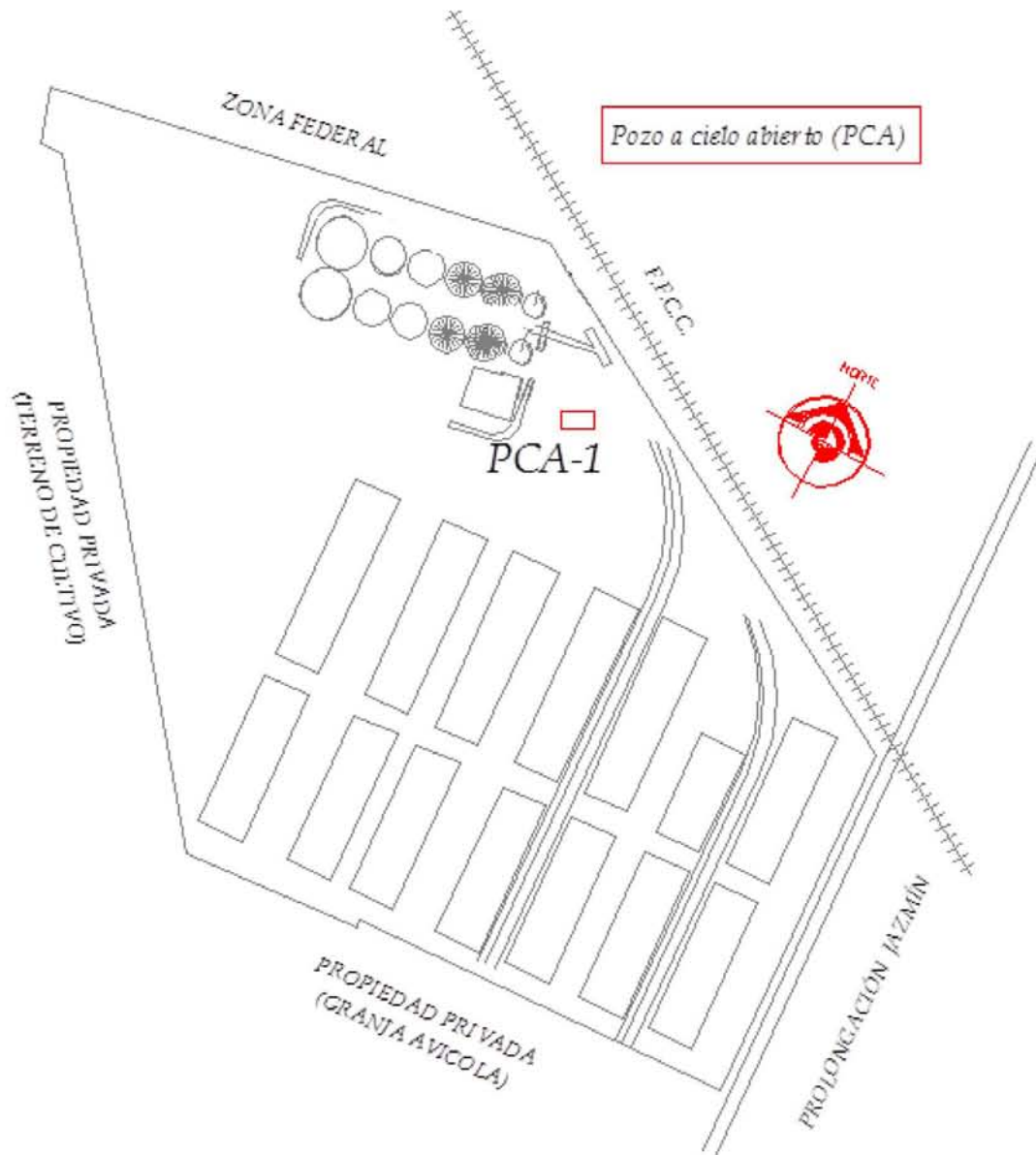


FIGURA 5. POZO A CIELO ABIERTO



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



FIGURA 6. PERFIL ESTRATIGRAFICO POZO A CIELO ABIERTO

2.1.2 SONDEO CON EQUIPO MECÁNICO

Para este proyecto se requirió efectuar un sondeo de tipo Mixto denominado SM-1, para determinar y ratificar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés y que se tendrá por debajo del desplante de la cimentación que se proponga, obteniendo datos más confiables, para el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

El sondeo mixto realizado a 20 m de profundidad consistió en combinar el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo shelby hincado a presión con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar (muestras representativas alteradas), con el que se medirá la resistencia que oponen estos materiales a ser atravesados.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



2.1.3. MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar.

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



2.1.4 MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico. En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Las muestras obtenidas serán debidamente protegidas y etiquetadas para ser enviadas al laboratorio. El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuaron por parte de un ingeniero especialista.

En la figura 7 se presenta el registro de campo.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
Facultad De Estudios Superiores Aragón

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: BILO 8 CHALCO										
UBICACION: EDO. DE MEX.										
SONDEO: SIM-1										
N.I.A.F.: 5.40 ms.										
PREFORADORA: LONG YEAR 34										
FECHA DE INICIO: 15-Ago-14										
BOMBA: M OYNO 316										
FECHA DE TERMINACION: 20-Ago-14										
HOJA: 1										
Numero de Muestra	Profundidad		No. de Golpes			Recuperación		RQD	Muestras	Descripción
	DE	A	15 CM	30 CM	25 CM	(CM)	(%)			
1	0.00	0.80	10	16	5	50			TP	Material de Relleno
2	0.80	1.20	4	17	17	28			TP	Material de Relleno con Limo arenoso
3	1.20	1.80	7	14	5	40			TP	Arcilla con escasa arena fina color café obscuro
4	1.80	2.40	5	11	4	30			TP	Arena fina color gris obscuro, y arcilla con poca arena fina color café
5	2.40	3.00	4	5	3	40			TP	Arena fina con arena perlítica
6	3.00	3.80	1	4	3	44			TP	Arena fina con poca arcilla color gris verdoso
7	3.80	4.20	1	PH	PH	40			TP	Arcilla con lentes de arena fina color café claro
8	4.20	5.10	SHELBY	A	PRESION	65			SHELBY	Arcilla con lentes de arena fina color café verdoso
9	5.10	5.70	PH	PH	1	50			TP	Arcilla color café verdoso
10	5.70	6.30	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla con lentes de arena fina color café verdoso
11	6.30	6.90	PH	PH	1	40			TP	Arcilla color café rojizo
12	6.90	7.50	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla con lentes de arena fina color café rojizo
13	7.50	8.10	PH	PH	1	25			TP	Arcilla color gris obscuro
14	8.10	8.70	A	17	8	50			TP	Arcilla con arena fina y perlítica color gris obscuro
15	8.70	9.30	1	2	2	50			TP	Arcilla con lentes de arena fina color gris verdoso
16	9.30	10.20	SHELBY	A	PRESION	60			SHELBY	Arcilla con lentes de arena fina color gris verdoso ambos lados
17	10.20	10.80	2	7	4	30			TP	Arcilla color café verdoso
18	10.80	11.40	5	8	6	25			TP	Arcilla color café verdoso
19	11.40	12.00	7	9	6	30			TP	Arena fina con poca arcilla color gris verdoso
20	12.00	12.60	4	10	3	30			TP	Arcilla con poca arena fina color gris verdoso
21	12.60	13.20	2	17	50	46			TP	Arcilla con poca gravilla, y arena fina con algunas gravillas color gris verdoso
22	13.20	13.35	50			15			TP	Limo arenoso color gris obscuro
-	13.35	13.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Trisonica
23	13.80	14.40	8	14	9	40			TP	Arcilla color gris verdosa
24	14.40	15.00	8	17	11	30			TP	Arcilla color gris verdosa
25	15.00	15.80	7	15	8	25			TP	Arcilla color gris verdosa
26	15.80	16.20	4	9	6	35			TP	Arena fina con ceniza volcanica poco arcillosa color gris verdosa
27	16.20	16.80	11	18	15	35			TP	Arena fina poco arcillosa color gris obscuro
28	16.80	17.40	8	15	7	33			TP	Arcilla con escasa arena fina color gris obscuro
29	17.40	18.00	1	14	8	45			TP	Arcilla con escasa arena fina color gris obscuro
30	18.00	18.60	7	13	9	32			TP	Arcilla con escasa arena fina color gris obscuro
<small> N.I.A.F. 5.40 ms. OPERADOR: </small>									<small> OPERADOR: FERNANDO SUPERVISOR: ING. RENE OVANDO </small>	



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO Facultad De Estudios Superiores Aragón REGISTRO DE EXPLORACION

Numero Muestra		Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance			
31	11.60	12.20	42	45	34	40			TP	Arena limosa color gris verdosa	
32	15.20	19.80	45	43	27	30			TP	Arena limosa color gris verdosa	
33	19.80	20.10	45	30/15		21			TP	Arena limosa con arcillas color gris verdosa	
-	20.10	20.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
34	20.40	20.70	43	30/15		20			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	20.70	21.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
35	21.00	21.30	43	30/15		21			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	21.30	21.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
36	21.60	21.90	30	30/15		21			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	21.90	22.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
37	22.20	22.80	21	26	5	40			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
38	22.80	23.15	14	30/20		21			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	23.15	23.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
39	23.40	23.70	40	30/15		30			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	23.70	24.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
40	24.00	24.15	30/15			15			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	24.15	24.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM	24.60	24.70	30/10			58			TP	Sin recuperación de muestra	
-	24.70	25.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM	25.20	25.30	43	30/15		58			TP	Sin recuperación de muestra	
-	25.30	25.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
41	25.80	26.10	40	30/20		41			TP	Limo color café claro	
-	26.10	26.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM	26.40	26.80	40	30/10		58			TP	Sin recuperación de muestra	
-	26.80	27.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
42	27.00	27.15	30/15			47			TP	Limo color café claro	
-	27.15	27.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
43	27.60	27.85	45	30/10		43			TP	Limo color café claro	
-	27.85	28.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
44	28.20	28.35	40	30/5		40			TP	Limo color café claro	
-	28.35	28.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
45	28.80	29.20	30/10			2			TP	Limo color café claro	
-	29.20	29.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
46	29.40	29.45	30/5			9			TP	Limo cementado color café claro	
FIN DEL SONDEO		A LOS		30.33MTS.							

SIN SIN MUESTRO
NO SIN RECUPERACION DE MUESTRA
DE FOLIO 08/01

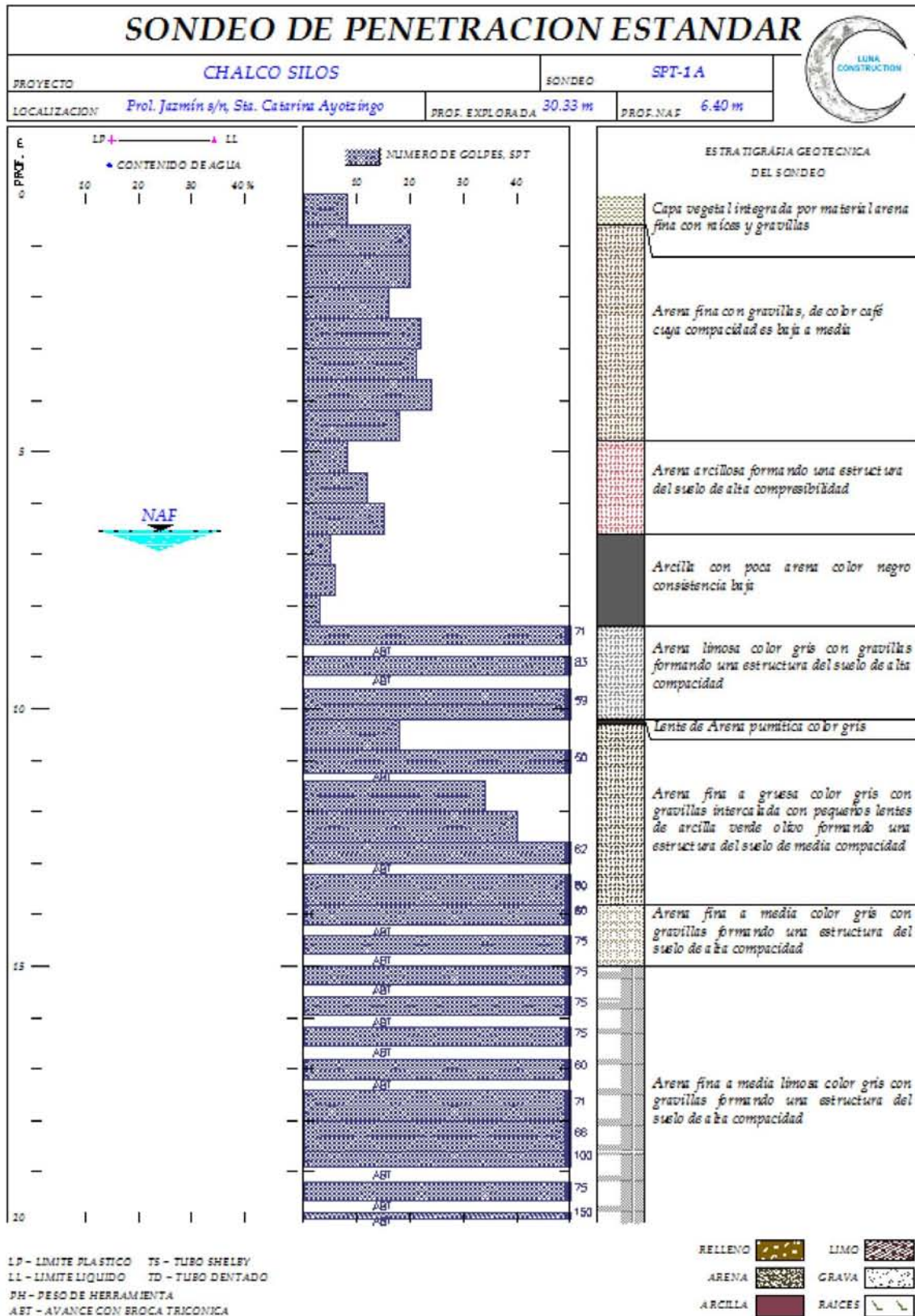
OPERACION:
 Operador: FERNANDO
 Supervisor: ING. RENE OVANDO

FIGURA 8. REGISTRO DE EXPLORACIÓN A LOS 30.33MTS

En la figura 9 se presenta en forma gráfica el resultado de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto, incluyendo los valores de resistencia a la penetración estándar.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN





ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

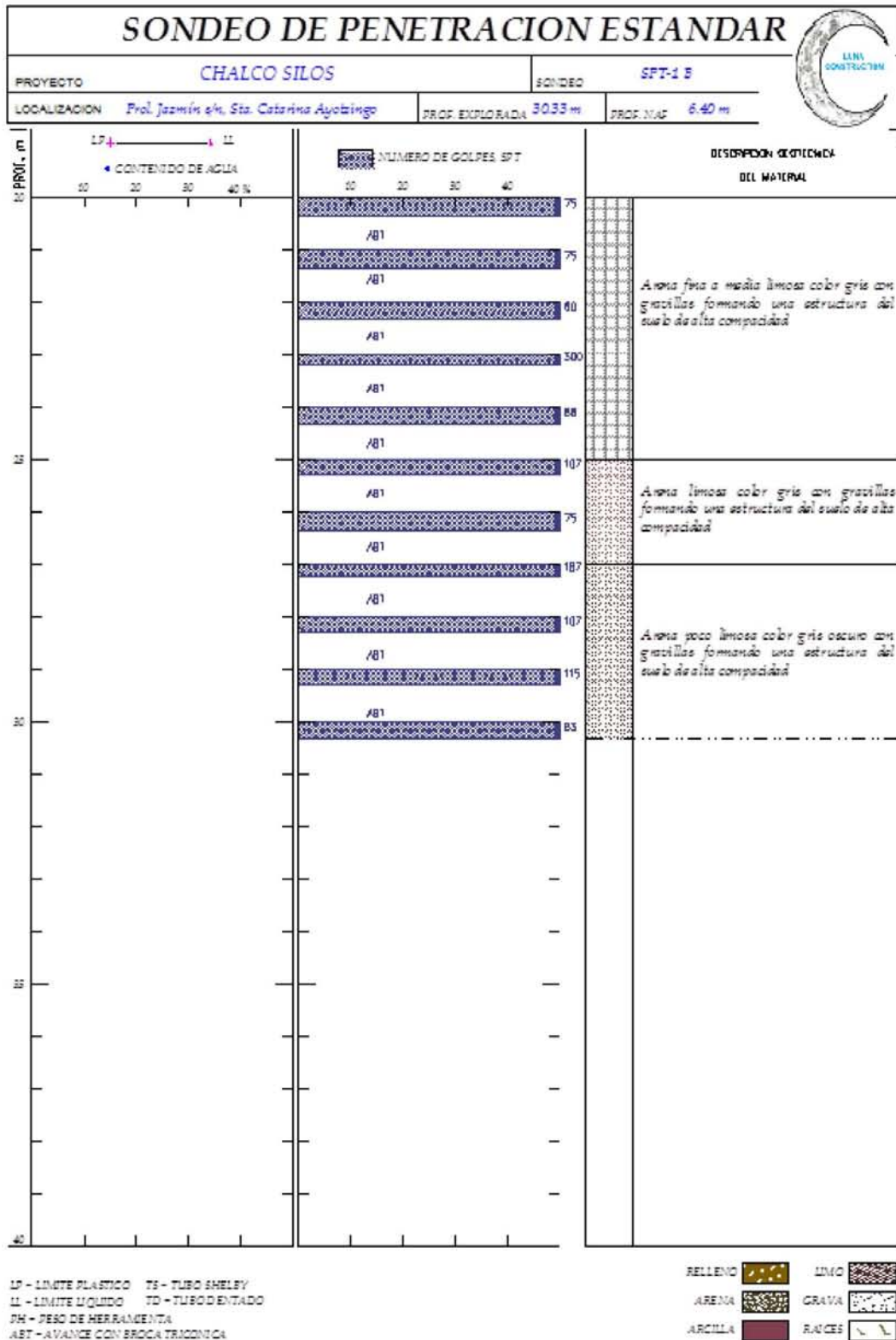


FIGURA 9. SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

2.2 ENSAYES DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITE DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se realizaron diferentes pruebas de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

2.2.1 MUESTRAS ALTERADAS

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

Propiedades Índice

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

2.2.2 MUESTRAS INALTERADAS

A las muestras cúbicas inalteradas además de las anteriores también se les realizaron las siguientes pruebas:



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Propiedades Mecánicas

1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante

- a) Compresión Simple
- b) Compresión Triaxial Rápida UU
- c) Consolidación unidimensional

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del Anexo II.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En el Anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

2.2.3 ENSAYES DE COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADAS-NO DRENADAS (TIPO UU)

El objetivo de realizar las pruebas de triaxiales UU es la de definir las propiedades mecánicas de los suelos arcillosos que predominan la estratigrafía del sitio y gobiernan el diseño de la cimentación del proyecto, además de conocer el comportamiento esfuerzo-deformación y los parámetros que lo describen.

En este tipo de ensayos se tiene dos etapas las cuales son las siguientes:

Etapa de confinamiento, durante la etapa de compresión isotrópica, únicamente se tienen cambios de volumen, pero no cambios de forma, es decir, la distancia entre partículas disminuye o aumenta pero no existe posición relativa entre ellas. No existen deformaciones tangenciales o cortantes. La componente isotrópica de un estado de esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 está definida con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \\ \sigma_1 &= \gamma z \\ \sigma_2 &= \sigma_3 = k_o \sigma_1\end{aligned}\quad (1)$$

donde:

- σ_i esfuerzo isotrópico.
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ esfuerzos principales.
- γz esfuerzo vertical total a la profundidad de muestreo.
- Ko** coeficiente de empujes en reposo, 0.50.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



En la tabla IV se presenta el programa de presiones de confinamiento aplicadas a las muestras inalteradas de arcilla.

Etapas de falla, cuando el estado de esfuerzos no es isotrópico existen esfuerzos cortantes, hay deformaciones al cortante y existe cambio de forma. Este cambio de forma en las arcillas las afecta degradándola y produciendo en arcillas normalmente consolidadas a presiones adicionales de poro en pruebas no drenadas. Estos cambios son adicionales a los producidos por la “componente isotrópica” del estado de esfuerzos.

3. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

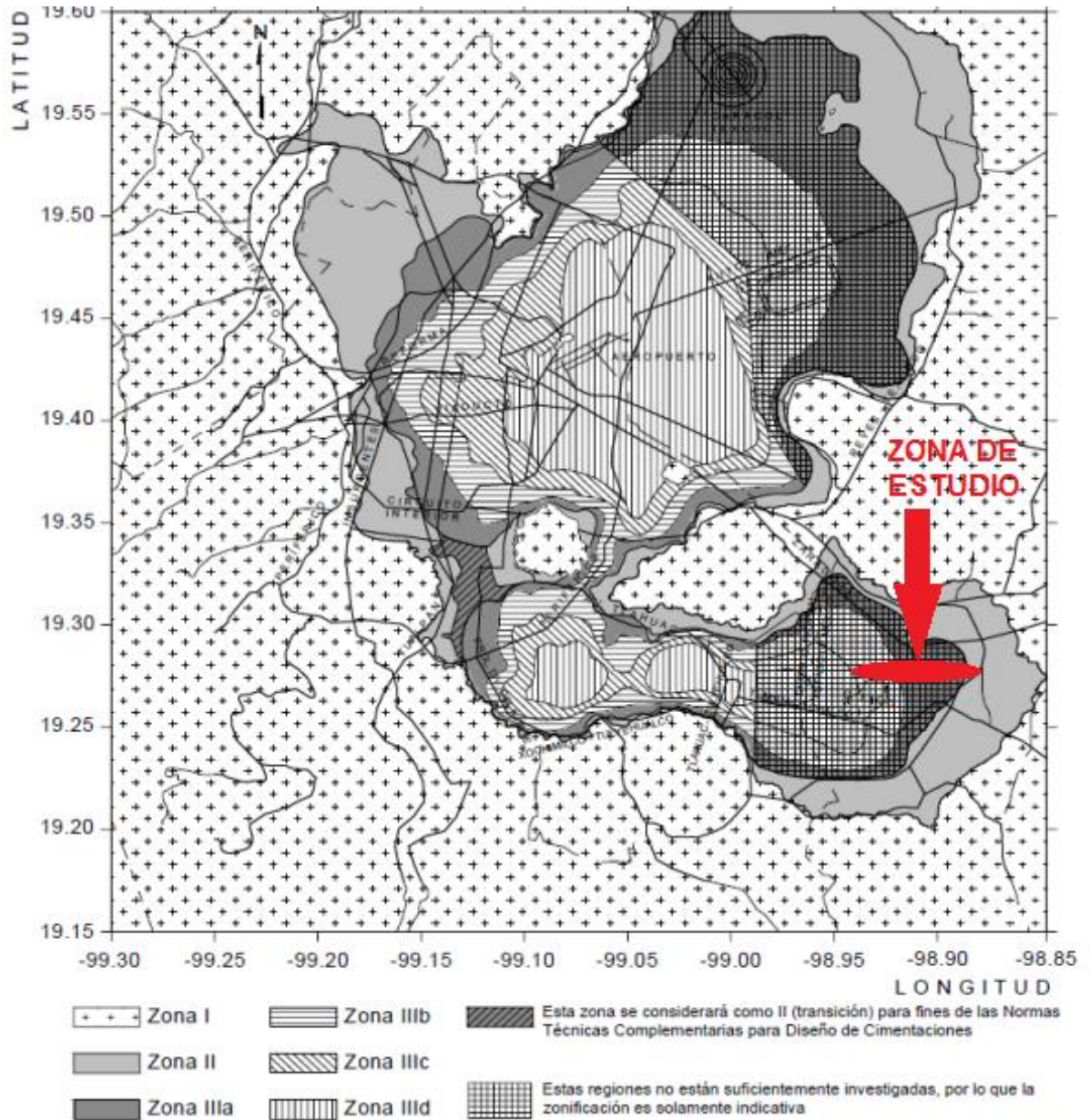


FIGURA 10. ZONIFICACIÓN GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO Y AREA METROPOLITANA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



3.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el sitio de interés se localiza en la zona II denominada *Transición* (Fig. 10). Esta zona se caracteriza por una serie arcillosa superior de compresibilidad media a alta hasta una profundidad máxima del orden de 15 m, con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se redepositaron durante las regresiones del antiguo lago.

Los suelos arcillosos blandos son consecuencia del proceso de depósito y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática.

En ocasiones las parte oriente del Lago de Chalco las condiciones estratigráficas y sísmicas son más favorables de acuerdo a los resultados de los sondeos realizados y del antecedente geo-hidrológico del lugar.

3.2 PROCESO DE FORMACIÓN DE LOS SUELOS DE TRANSICIÓN

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al Valle de México y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona de Lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: interstratificada y abrupta. En nuestro caso es interstratificada.

La primera de las anteriores se presentan en los suelos que se originaron al pie de las barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; de esta manera la formación estratigráfica característica de la zona está integrada por intercalaciones de arcillas con arenas y gravas de río.

En la figura 11 se observa la Zonificación geotécnica, ubicación y el área que comprendían los lagos en el Posclásico, la zona en estudio, que ahora es Ayotzingo, formaba parte de los lagos de Texcoco y Xochimilco.

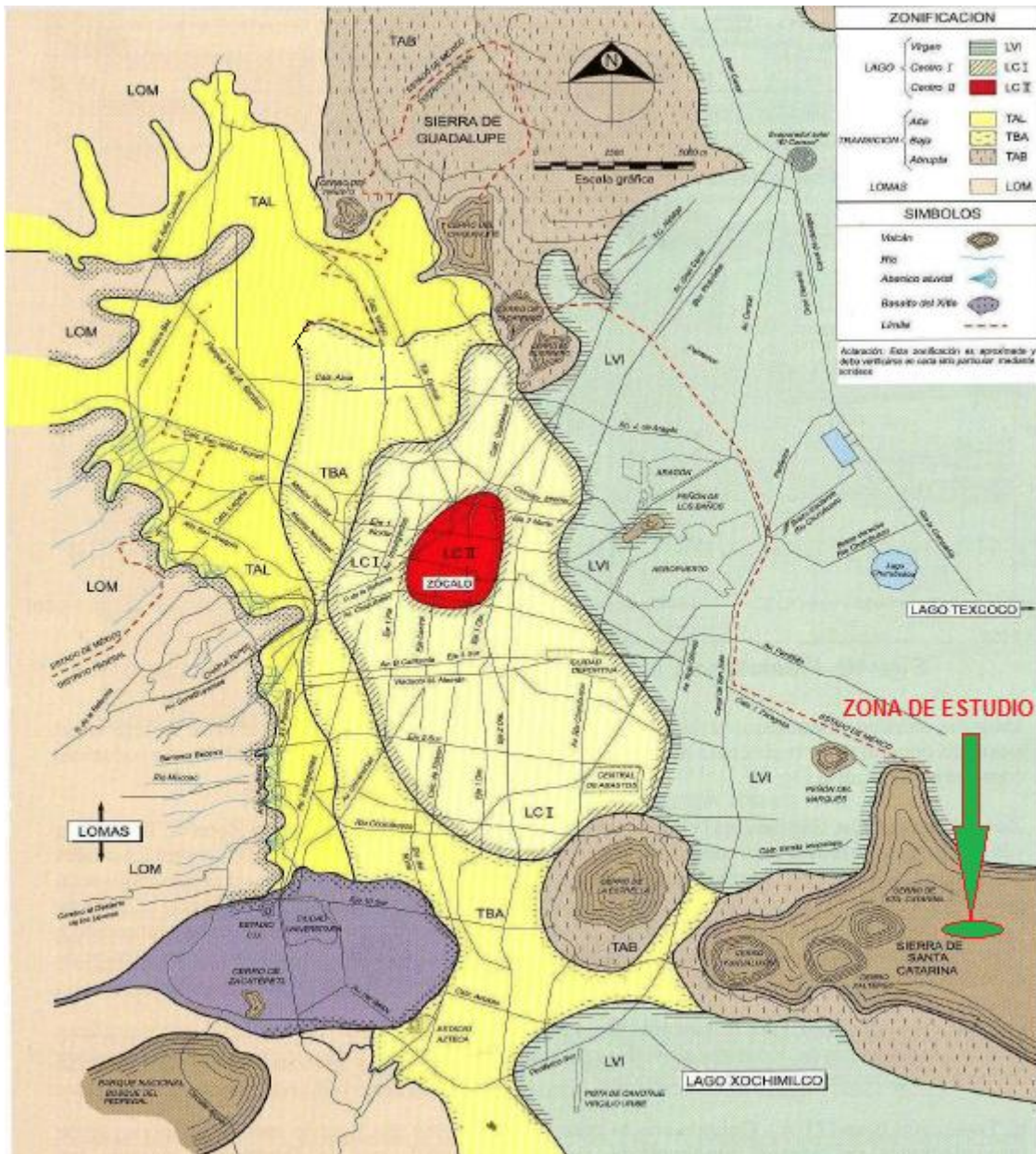


FIGURA 11. ZONIFICACIÓN GEOTECNICA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



3.3 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO

Con base en la información de los trabajos de campo se definió el perfil estratigráfico (ver figura 6):

Sondeo SPT-1

De 0.0 a 0.30 m Capa vegetal. Este estrato tiene un espesor variado en el predio, éste está integrado por material arena fina con raíces y gravillas con número de golpes de penetración estándar de 10, ver figura 8a.

De 0.30 a 4.80 m Arena fina con gravillas, de color café cuya compacidad es baja a media. La resistencia registrada en el sondeo de penetración estándar osciló entre 18 y 24 golpes por la presencia de las gravillas, pero realmente su estructura es suelta, ver figuras 8b y 8c.

De 4.80 a 6.60 m Arena arcillosa formando una estructura del suelo de alta compresibilidad. La resistencia de este estrato medida con el sondeo de penetración estándar varió desde 8 a 15 golpes por la presencia de lentes de arena, ver figuras 8d y 8e.

De 6.60 a 8.40 m Arcilla con poca arena color negro consistencia baja; donde la resistencia registrada en el sondeo de penetración estándar osciló entre 3 y 6 golpes por la presencia de arena, ver figura 8f.

De 8.40 a 10.10 m Arena limosa color gris con gravillas formando una estructura del suelo de alta compacidad. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar fue mayor a 50 golpes, ver figuras 8g y 8h.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



De 10.10 a 10.20 m Lente de Arena pumítica color gris. La resistencia de los estratos arcillosos medida con el sondeo de penetración estándar fue de 50 golpes, ver figura 8h.

De 10.20 a 13.80 m Arena fina a gruesa color gris con gravillas intercalada con pequeños lentes de arcilla verde olivo formando una estructura del suelo de media compacidad. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar osciló entre 18 por la presencia de la arcilla y más de 50 golpes en los estratos arenosos, ver figuras 8i y 8j.

De 13.80 a 15.00 m Arena fina a media color gris con gravillas formando una estructura del suelo de alta compacidad. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar fue de más de 50 golpes en los estratos arenosos.

De 15.00 a 25.00 m Arena fina a media limosa color gris con gravillas formando una estructura del suelo de alta compacidad. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar fue de más de 50 golpes en los estratos arenosos, ver figuras 8k, 8l y 8m.

De 25.00 a 27.00 m Arena limosa color gris con gravillas formando una estructura del suelo de alta compacidad. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar fue mayor a 50 golpes.

De 25.00 a 30.33 m Arena poco limosa color gris oscuro con gravillas formando una estructura del suelo de alta compacidad. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar fue mayor a 50 golpes.



MUESTRA REPRESENTATIVA DE CAPA VEGETAL



ARENA FINA COLOR CAFÉ CON GRAVILLAS



**MUESTRA REPRESENTATIVA DE ARENA FINA
COLOR CAFÉ**



MUESTRA REPRESENTATIVA DE ARENA ARCILLOSA

MUESTRAS REPRESENTATIVAS DE LOS ESTRATOS IDENTIFICADOS EN EL SONDEO

3.4 SISMICIDAD

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el predio de interés se encuentra en una zona de transición con un coeficiente sísmico de 0.32. (Figura No.12).

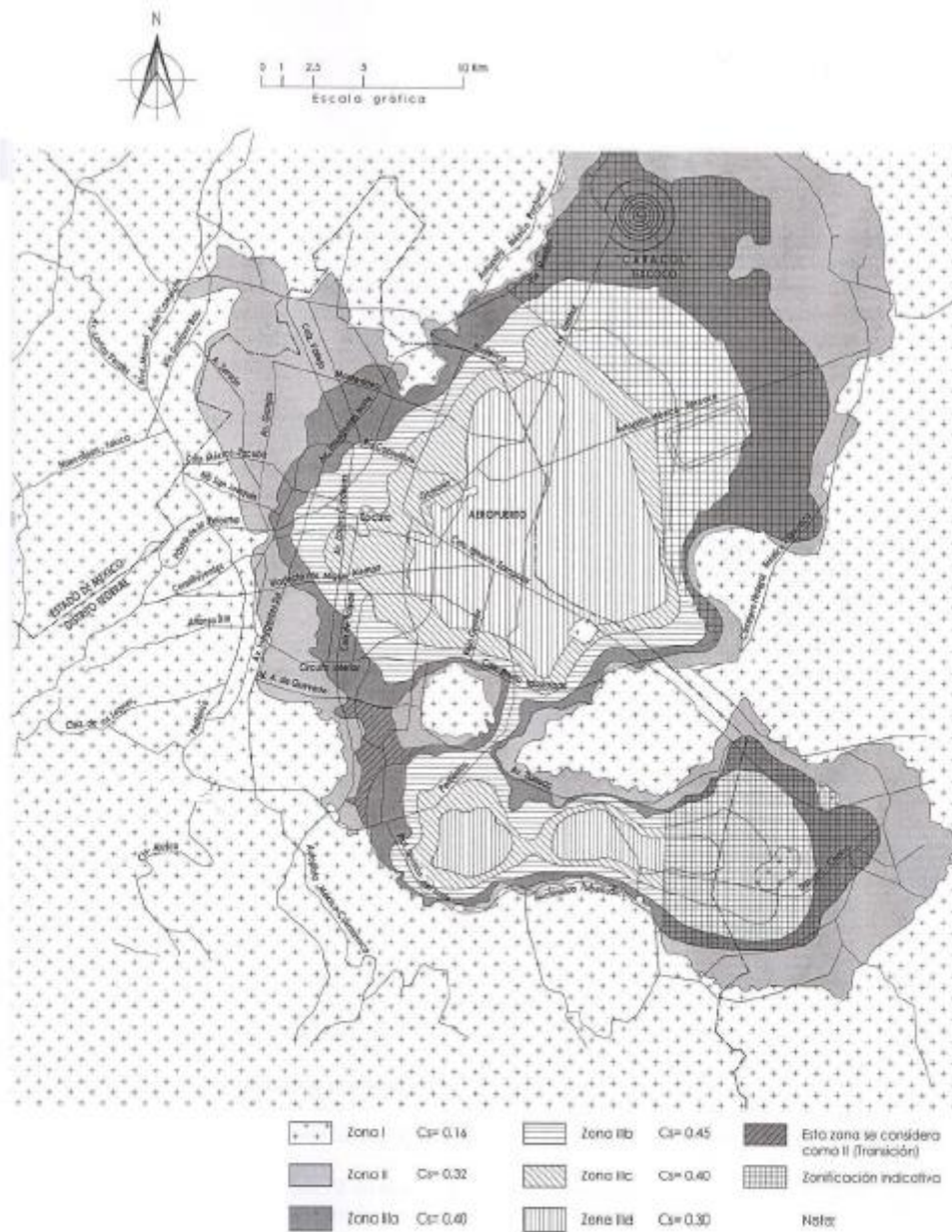


FIGURA 12. ZONIFICACIÓN SISMICA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



El nivel freático se detectó a 6.40m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno y en la fecha en la que se realizó la exploración, de información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 1 ton/m^2 a 35 m de profundidad.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2.0 kg/cm^3 .

4. ANALISIS GEOTECNICO

El sembrado de las estructuras consideradas es el siguiente:

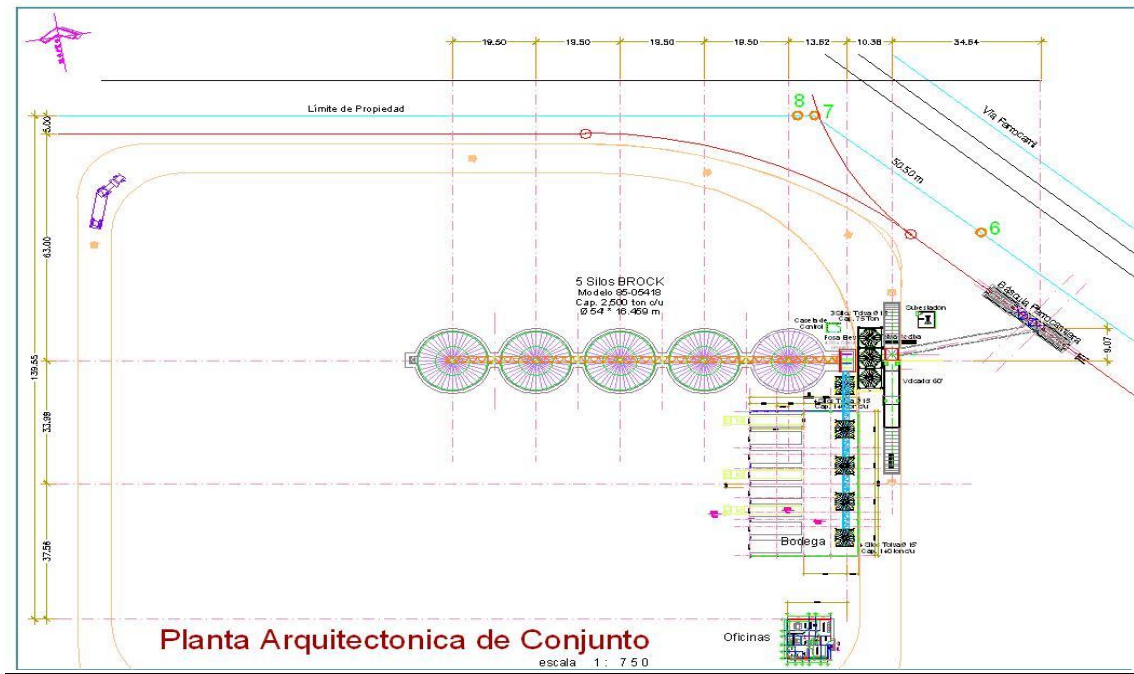


FIGURA 13. PLANTA ARQUITECTONICA

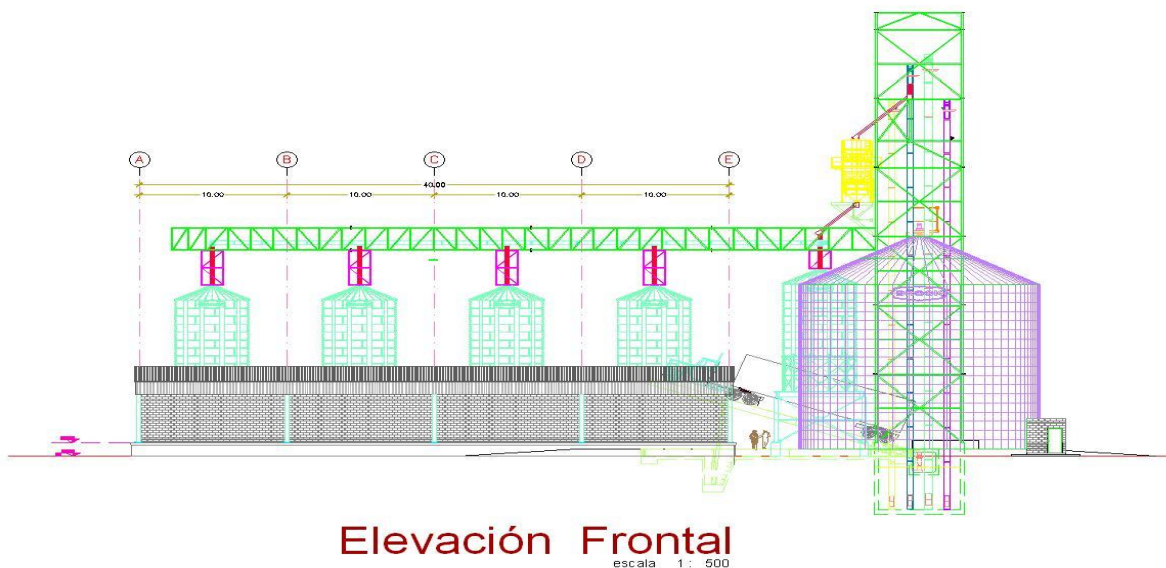


FIGURA 14. ELEVACION FRONTAL



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4.1 DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA Y SÍSMICO

La estructuración general será a base de elementos de acero. El proyecto se ubica en una zona de transición con un coeficiente sísmico de 0.32. Las cargas utilizadas para el diseño de la cimentación fueron proporcionadas por la empresa que desea la obra.

4.2 ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

A continuación se presentan las alternativas de cimentación para cada una de las estructuras proyectadas.

4.2.1. SILOS TOLVA DE Ø 15' DE 140 TON CADA UNO

Considerando las características del proyecto, las propias del subsuelo, así como la magnitud y distribución de las cargas, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante pilas de fuste recto coladas en seco, y desplantadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes, apoyados a una profundidad de 18m medido respecto al nivel medio del terreno actual en la zona de silos, con esta solución se resolverán las cargas de compresión y tensión de la estructura.

Lo anterior es considerando que se tiene una capa blanda entre 15 y 16 m de profundidad.

Para tener un comportamiento entre la superficie y la estructura será necesario reforzar el subsuelo bajo los silos para uniformizar el comportamiento de la estructura con respecto al área de carga de los silos, por lo cual se ratifica construir inclusiones de concreto con $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$ de 30cm de diámetro apoyadas a 8 m de profundidad respecto al nivel de terreno actual de la zona de silos, mientras que la corona de las inclusiones se dejará 0.80m debajo del nivel de plataformas mismas que se rellenarán con material del sitio (arena limosa con gravillas).



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



La distribución de las inclusiones será con separación a cada 3m entre estas en ambos sentidos. De tal manera que la carga de almacenaje de los silos que se tendrá en forma superficial deberá distribuirse al subsuelo-inclusiones por medio de una plataforma de materiales controlados de suelo-cemento compactado con 0.60m de espesor, mezclando un tepetate (arena limosa con gravas no mayores de 1.5 pulgadas de diámetro y límite líquido de la porción fina de 20% máximo) con cemento en un 5% en peso, del peso volumétrico seco máximo del suelo utilizado, se compactará al 95% del PVSM de la prueba próctor estándar.

La solución integral del proyecto de silos es pilas-inclusiones-plataformas de suelo-cemento.

La solución se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes se encuentra a profundidades variables entre 7 y 8 m con respecto al nivel actual del terreno.

Sin embargo a una profundidad que se tiene entre 15 y 16.5 m de profundidad se tiene una reducción de resistencia.

Tomando en cuenta la magnitud de las cargas de los silos resulta como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a partir de 18 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.

Es importante señalar que una pila corta tendrá una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual fueron calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.

a.- Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la capacidad de carga admisible contra la carga nominal (es decir sin F_c) que resulte mayor de las siguientes condiciones:

* Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima que incluye el peso propio de la cimentación.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



* Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea que incluye el peso propio de la cimentación y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo).

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características semejantes a la zona de transición.

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

b.- Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de las pilas de punta

La cimentación de un proyecto para su diseño y que se ubica en cualquiera de las zonas geotécnicas denominadas II y III, se debe considerar el desarrollo de la fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta.

Tomando en cuenta que la posición del NAF se ubica a 6.4 m de profundidad y el desplante de las pilas es aproximadamente a 18m, se consideró que a largo plazo existe la posibilidad que por abatimiento de las presiones de agua a nivel de desplante de las pilas se generen movimientos relativos entre éstas y el suelo que lo rodea y por tanto, existe la posibilidad que se presente una pequeña sollicitación como fricción negativa, esto hace que no se considere la contribución de fricción positiva en la capacidad de carga de las pilas de punta.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



c.- Fricción negativa generada por el abatimiento

Los depósitos de arcilla que se encuentran sometidos a un proceso de consolidación, por abatimiento de la presión de poro en el suelo compresible originado por la extracción de agua a lo largo del fuste de las pilas de punta, inducen a la cimentación profunda fuerzas de arrastres que tienden a incrementar la carga sobre ellos y reducir su capacidad de carga.

Al calcular la fricción negativa que pudiera experimentarse a lo largo del fuste de las pilas o subgrupos de éstos, se toman en cuenta los siguientes puntos:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste de la pila, o en la envolvente de un grupo de pilas, por fricción negativa no puede en un principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en pruebas triaxiales consolidadas-drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo *in situ*.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en una pila o subgrupo de ellas en el interior de un grupo de pilas no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis, no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina y afecta directamente a la cimentación propuesta.

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por compactación de los rellenos al saturarse, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse la



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



fricción negativa sobre su fuste. Los efectos de este proceso son una disminución en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa (FN) se calculó aplicando la siguiente fórmula

$$FN = (w k_o) / (1 + (w k_o d / 3a)) \int \text{Poz} dz$$

donde :

FN : magnitud de la fricción negativa, en ton.

w : perímetro del fuste de la pila, en m.

Ko : coeficiente de adherencia entre los materiales de arcillosos y la pila; para este caso igual a 0.2.

d : longitud de la pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.

a : área tributaria de las pilas.

Poz: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La magnitud de la fricción negativa a la vez está limitada a que ésta sea menor que el peso del suelo que rodea a la pila o grupo de pilas, el cual puede determinarse con la siguiente expresión:

$$FN = S^2 \gamma_m L$$

donde:

S : espaciamiento de las pilas o envolvente de estas, m.

γ_m : peso volumétrico de la arcilla, t/m³.

L: espesor del estrato de arcilla afectada por el fenómeno de consolidación, m.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



La acción vertical generada por la fricción negativa no debe generar esfuerzos mayores a los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que afecten directamente a la propuesta de cimentación. Para considerar lo anterior se aplicará la siguiente expresión:

$$FN = PA / AT$$

donde:

PA: presión de poro suficiente para detener el proceso de consolidación que afecta la cimentación.

AT: área tributaria del pilote o subgrupo de pilas en revisión.

Finalmente se establece la máxima fricción negativa que puede tenerse en el fuste de la pila en condición estática a largo plazo, resulta ser muy baja en magnitud, la cual se compensa de manera sobrada con el incremento de carga a largo plazo.

d.- Capacidad de carga

Dada la magnitud de las cargas se determinó la alternativa de cimentación con pilas de sección constante.

Se determinó la capacidad de carga para 18m de longitud efectiva y para diámetros entre 0.6 m y 1.8 m, es decir que deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



La capacidad de carga unitaria teórica considerada fue:

$$Q_{p\mu} = [\frac{1}{2} \gamma D N_{\gamma} + P'z N_q] A_b$$

Para los materiales de apoyo se consideró $\phi=35^\circ$, la cual de acuerdo a Berezantzer le corresponde un factor de $N_q=75$

Es costumbre ignorar el primer término del segundo miembro de la ecuación anterior porque su valor normalmente resulta muy pequeño para un cimiento profundo, comparado con el segundo término, es por ello que generalmente se emplea:

$$Q_{p\mu} = A_b P'z N_q = A_b Q_p$$

Dónde A_b es el área de la base de la pila, $P'z$ es la presión vertical efectiva en el suelo a nivel del desplante de la pila y N_q que es función del ϕ ángulo de fricción interna del material de apoyo, y de acuerdo a los valores de Berezantzer para cimientos profundos.

Para el estrato resistente en el que se apoya la pila el ángulo que le corresponde es de $\phi=35^\circ$, con este valor se obtiene de la gráfica de Berezantzer $N_q=75$ y tomando en cuenta $P'z=24 \text{ ton/m}^2$ para una $L=18 \text{ m}$ y considerando los valores en la ecuación antes mencionada se obtuvo:

$$Q_p = 24 \text{ ton/m}^3 \times 75 = 1800 \text{ ton/m}^2$$

Valor que multiplicado por el área de la base de la pila da:

$$Q_{p\mu} = 1414 D^2$$



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Por lo que la capacidad de carga última total por punta para el caso de una pila de 18 m de longitud efectiva será:

$$Q_{p\mu} = 1414 D^2 - FN$$

Por lo tanto para una pila de 1.0m de diámetro la capacidad de carga última resulta de:

$$Q_{p\mu} = 1414 - 41 = 1373 \text{ ton}$$

Para condiciones estáticas el FS = 3.0, por lo que la capacidad de carga admisible es igual a:

$$Q_p \text{ estática} = \frac{Q_{p\mu}}{FS=3}$$

Para condiciones dinámicas el FS=2.5, por lo que la capacidad de carga admisible es igual a:

$$Q_p \text{ dinámica} = \frac{Q_{p\mu}}{FS=2.5}$$

En la figura 14 se presenta la gráfica de capacidad de carga de las pilas de punta para diferentes diámetros comunes constructivamente.

Se determinó la curva de carga – asentamiento real, mediante el empleo de la siguiente ecuación que es una simplificación de la solución de Mindlin para una carga distribuida en un área rígida de diámetro D, aplicada en el interior de un medio elástico, semi infinito, con relación de Poisson $\mu = 0.30$ en la que:

$$\delta_s = \frac{0.36 Q_p D}{10 A E_s}$$



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



e.- Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura de los silos, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural.

Mientras que el diseño estructural de la losa de la nave deberá diseñarse para soportar las cargas de almacenaje factorizadas.

En la figura 15 se presenta los módulos de reacción horizontal para el diseño estructural de las pilas.

f.- Espectro para el diseño sísmico de la estructura

De acuerdo a las características de los materiales detectados hasta la profundidad máxima explorada, se determinó que el período natural del suelo es de 0.55s, similar al definido en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones; con este parámetro y las condiciones estratigráficas del sitio, se determina que se tiene un suelo tipo II. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño dinámico, a , expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones (Ref. 1):

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{Para } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{Para } T_a < T < T_b$$

$$a = \left[\frac{T_b}{T} \right]^r c \quad \text{Para } T > T_b$$



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



donde:

a_0 : aceleración espectral en decimales de la aceleración de la gravedad, 0.08.

T : periodo natural de la estructura, s.

T_a , T_b : intervalo de períodos que delimitan la meseta del espectro y dependen de la zona geotécnica donde se ubica el sitio de interés, 0.20 y 1.35, respectivamente.

r : exponente que depende de la zona en que se halla la estructura, 1.33.

De esta manera se concluye que el espectro propuesto está definido con las siguientes expresiones y se presenta en la figura 16.

$$a = 0.08 + (0.32 - 0.08) \frac{T}{0.20} \quad \text{Para } T \leq 0.20$$

$$a = 0.32 \quad \text{Para } 0.20 < T < 1.35$$

$$a = \left[\frac{1.35}{T} \right]^{1.33} 0.32 \quad \text{Para } T > 1.35$$



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Características del Proyecto

Silos Tolva de \varnothing 15' de 140 Ton cada uno

5 Silos requeridos

Capacidad de almacenaje 140 ton. cada uno

Base de apoyo de cada silo 5.0m*5.0 m (4 puntos de apoyo)

Se emplearán columnas de perfil metálico

Carga por piso = 8.53 ton/m²

Carga por pared = 7.54 ton/m²

Peso del tanque vacío estimado = 1.61 ton \rightarrow $(1.61 \text{ ton/m}^2) / (16.4 \text{ m}^2) = 0.098 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Carga total estimada Σ 16.17 ton/m²

Por lo tanto $Q \cdot A = P \rightarrow (16.17 \text{ ton/m}^2) (16.4 \text{ m}^2) = 265 \text{ tons}$

Y la carga por apoyo = 265 tons/4 = 66 tons

En este caso para tener un comportamiento adecuado se podrá emplear cualquiera de las dos alternativas siguientes:

- Zapatillas corridas desplantadas a 1.5 m de profundidad con capacidad de carga con capacidad de carga admisible de $Q_a = 10 \text{ ton/m}^2$
- Pilas de 60 cm de diámetro, una en cada apoyo desplantadas a 13m de profundidad para una capacidad de carga de 70 tons.

\therefore Se requieren 4 pilas por Silo

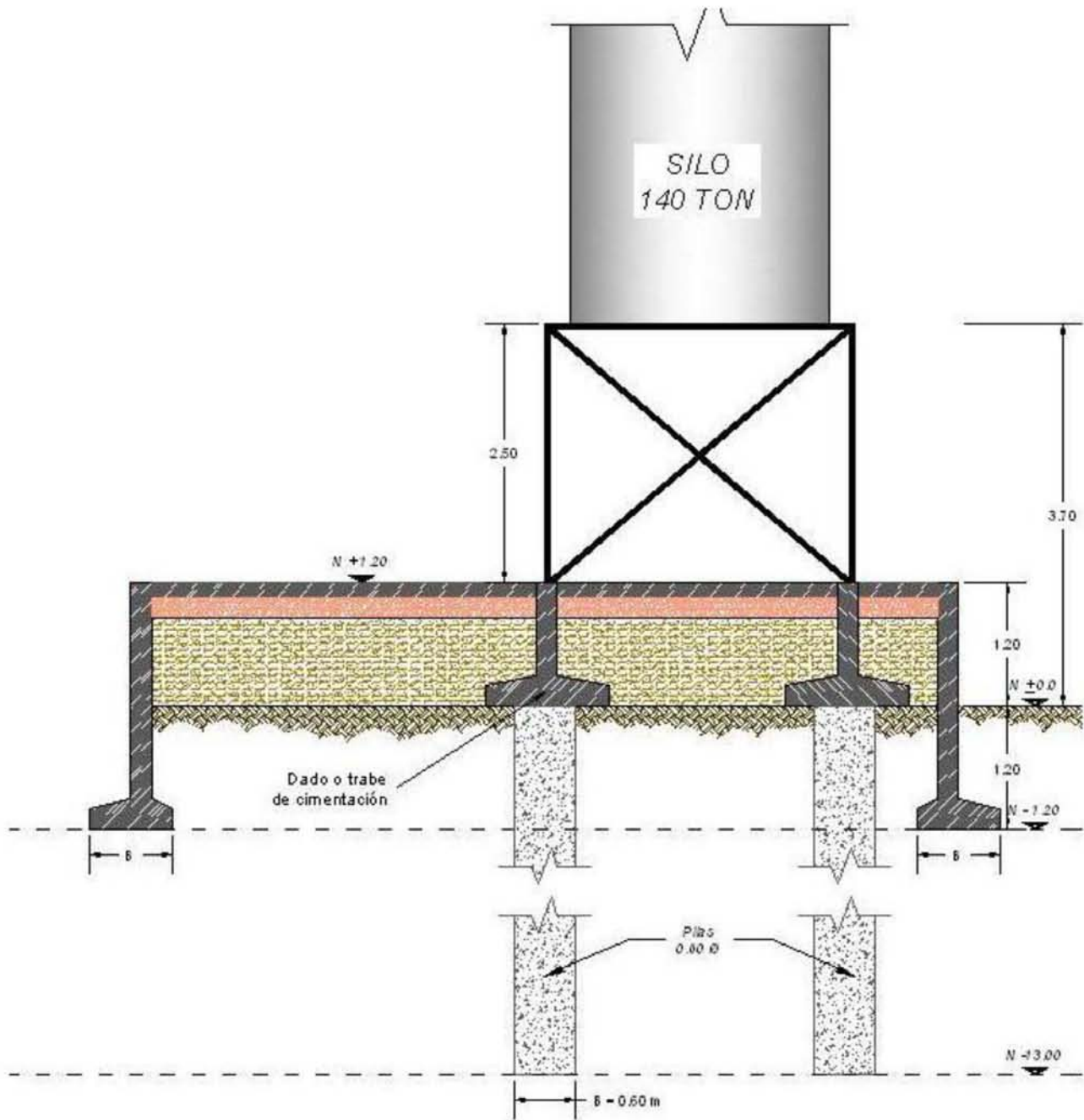
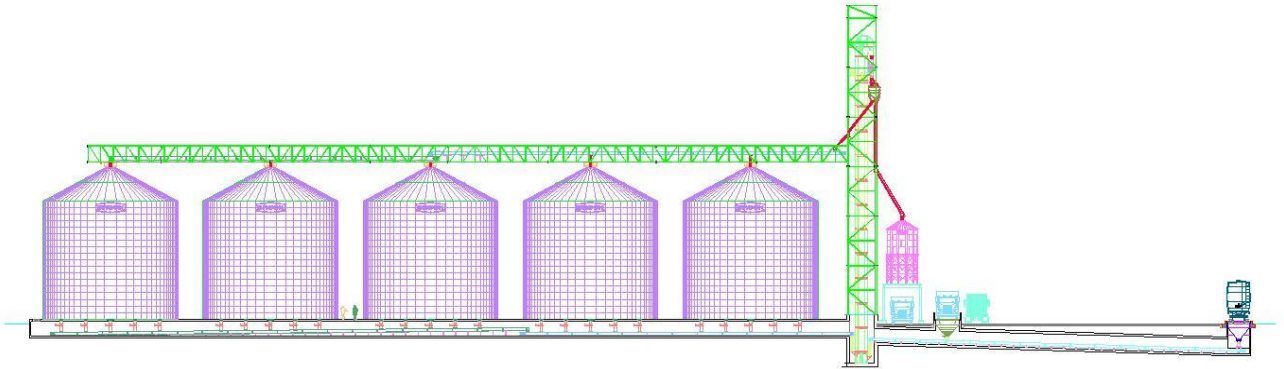


FIGURA 15. CIMENTACIÓN SILO CON TOLBA



Corte-Elevación Longitudinal
escala 1 : 50.0

FIGURA 16. CORTE-ELEVACION LONGITUDINAL

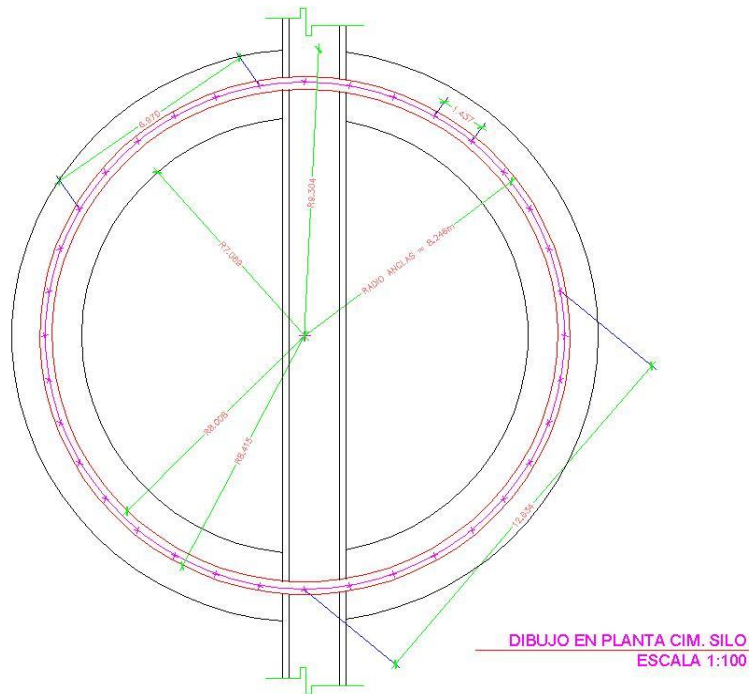


FIGURA 17. DISTRIBUCION DE INCLUSIONES

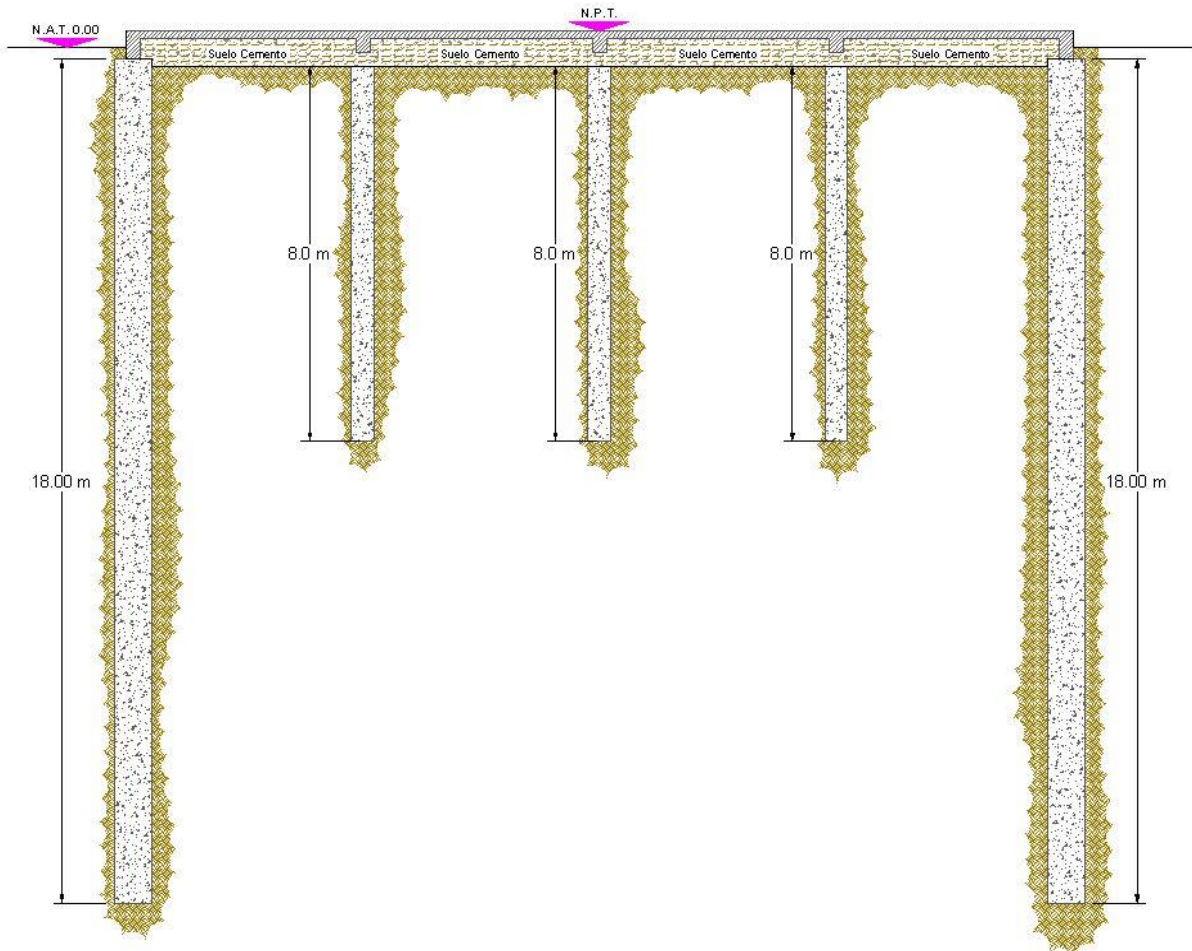


FIGURA 18. CORTE DE CIMENTACION E INCLUSIONES PARA REDUCIR ASENTAMIENTOS BAJO EL SEMBRADO DE LOS SILOS

4.2.2. OFICINAS

2 Niveles (posible 3^{er} Nivel a futuro)

Área del sembrado de las oficinas= $10.88\text{m} \times 9.43\text{m} = 20.31\text{m}^2$

Altura de la estructura = 7.2 m

Nivel de piso terminado = + 0.40 m

Cimentación será resuelta con una losa de cimentación desplantada sobre plataforma de mejoramiento de 60 cm de espesor compactados al 95% del P.V.S.M. próctor estándar.

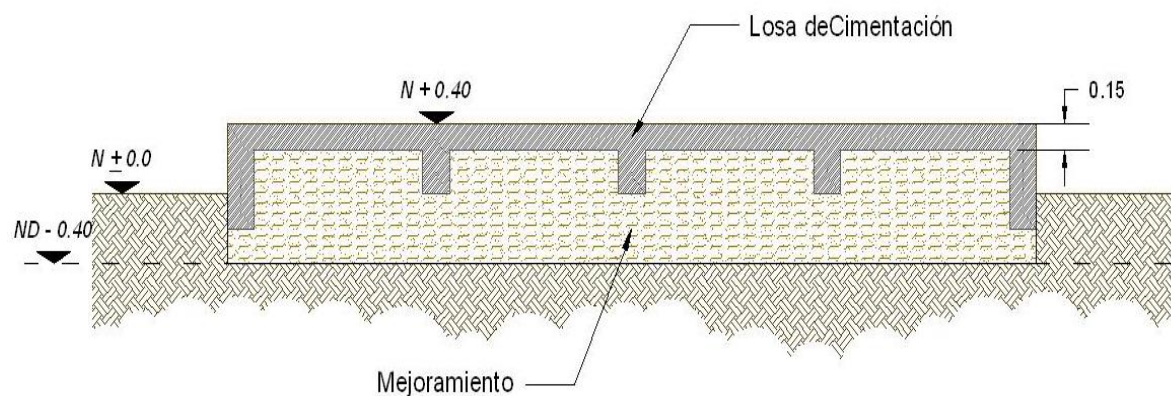


FIGURA 19. CIMENTACION DE OFICINAS

Capacidad de carga = 10 T/m^2

Despalme requerido = 40 cm

Espesor de plataforma de mejoramiento = 60 cm

3 capas de tepetate de 20 cm cada una compactadas al 95% de su PVSM próctor.

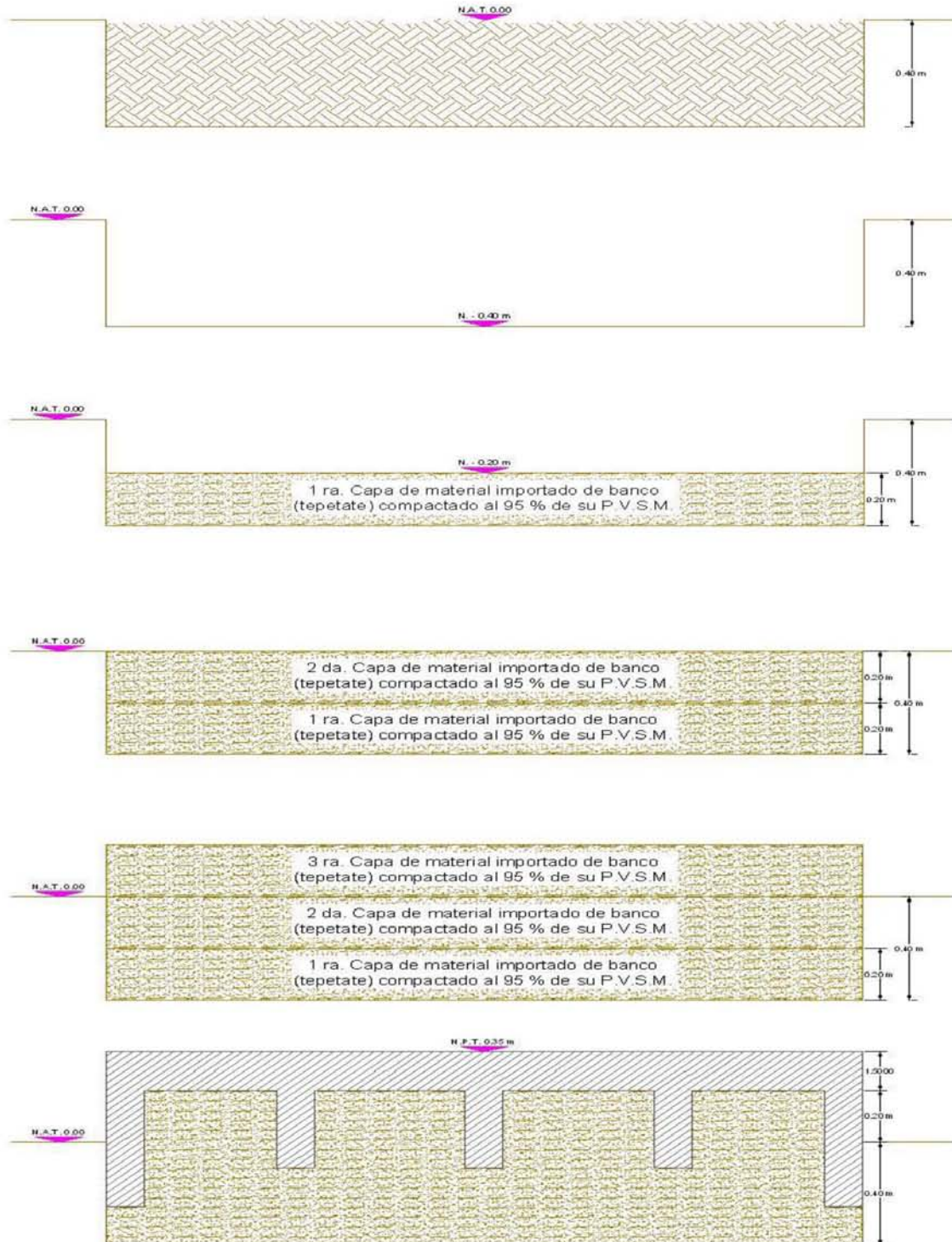


FIGURA 20. PROCESO CONSTRUCTIVO DE PLATAFORMA DE MEJORAMIENTO

4.2.3. BODEGA DE ENSACADO

Área de la bodega de ensacado= 25.2m*40m= 1008m²

De los cuales:

Área almacén = 500 m²

Área patios = 508 m²

Y el claro máximo entre columnas = 25.2 m

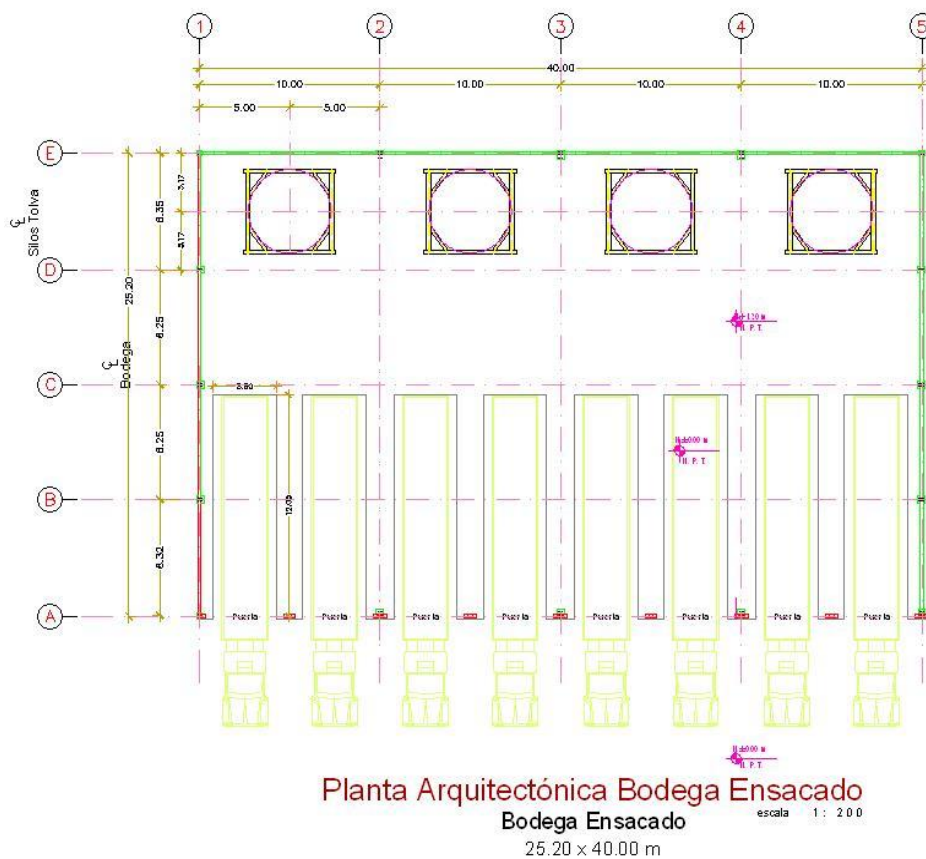
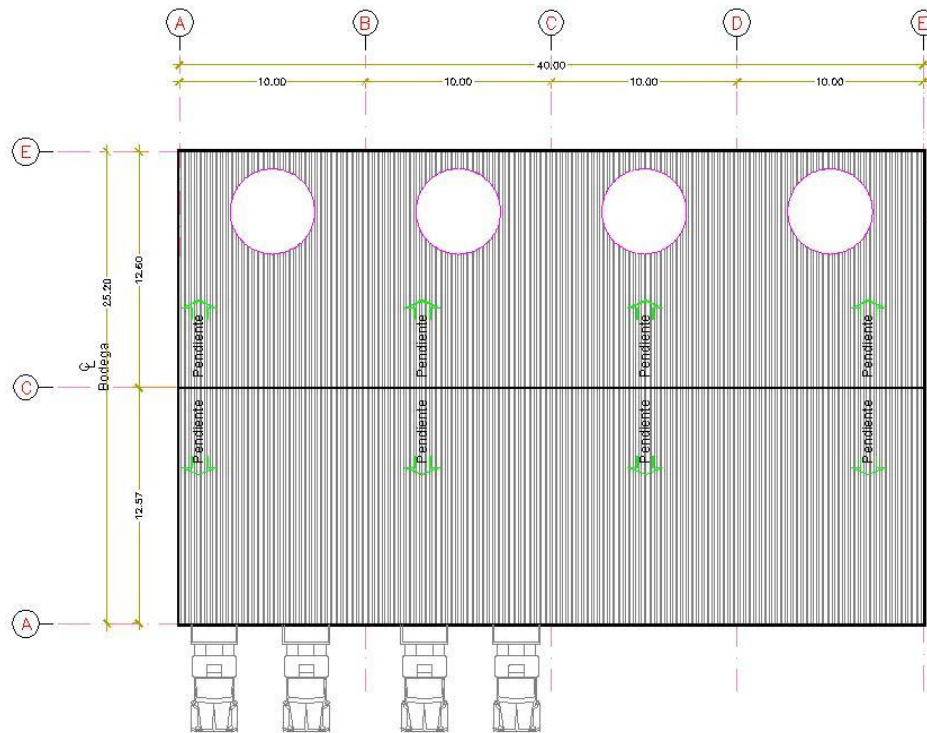
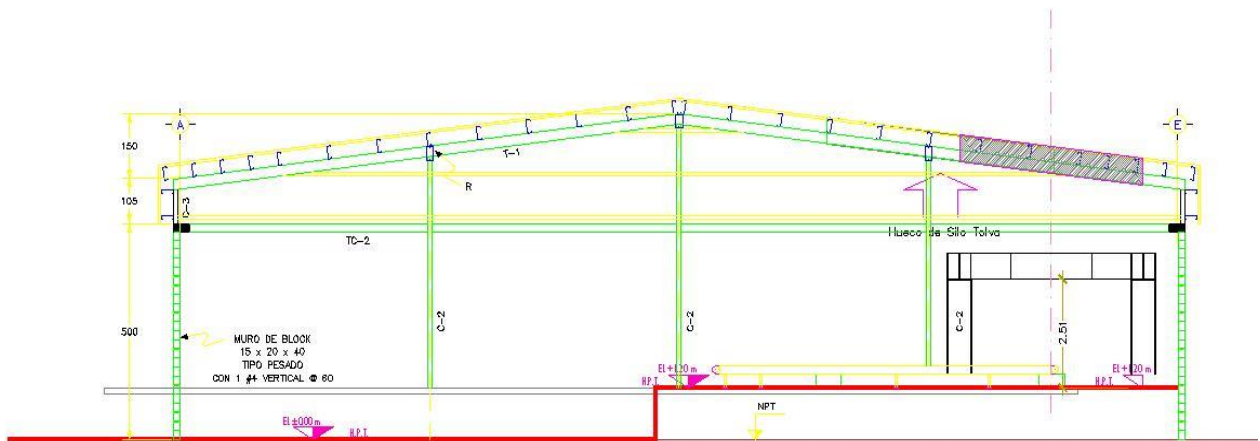


FIGURA 21. PLANTA ARQUITECTONICA BODEGA DE ENSACADO



Planta de Azotea Bodega Ensacado
Bodega Ensacado escala 1:200

FIGURA 22. PLANTA DE AZOTEA BODEGA DE ENSACADO



Corte Transversal Bodega

FIGURA 23. CORTE TRANSVERSAL BODEGA DE ENSACADO

Cimentación bodega de ensacado

- La cimentación estará resuelta con zapatas corridas para la estructura de la bodega.
- Con capacidad de carga 9 ton/m^2
- Y un desplante mínimo 1.20 m bajo el nivel actual del terreno

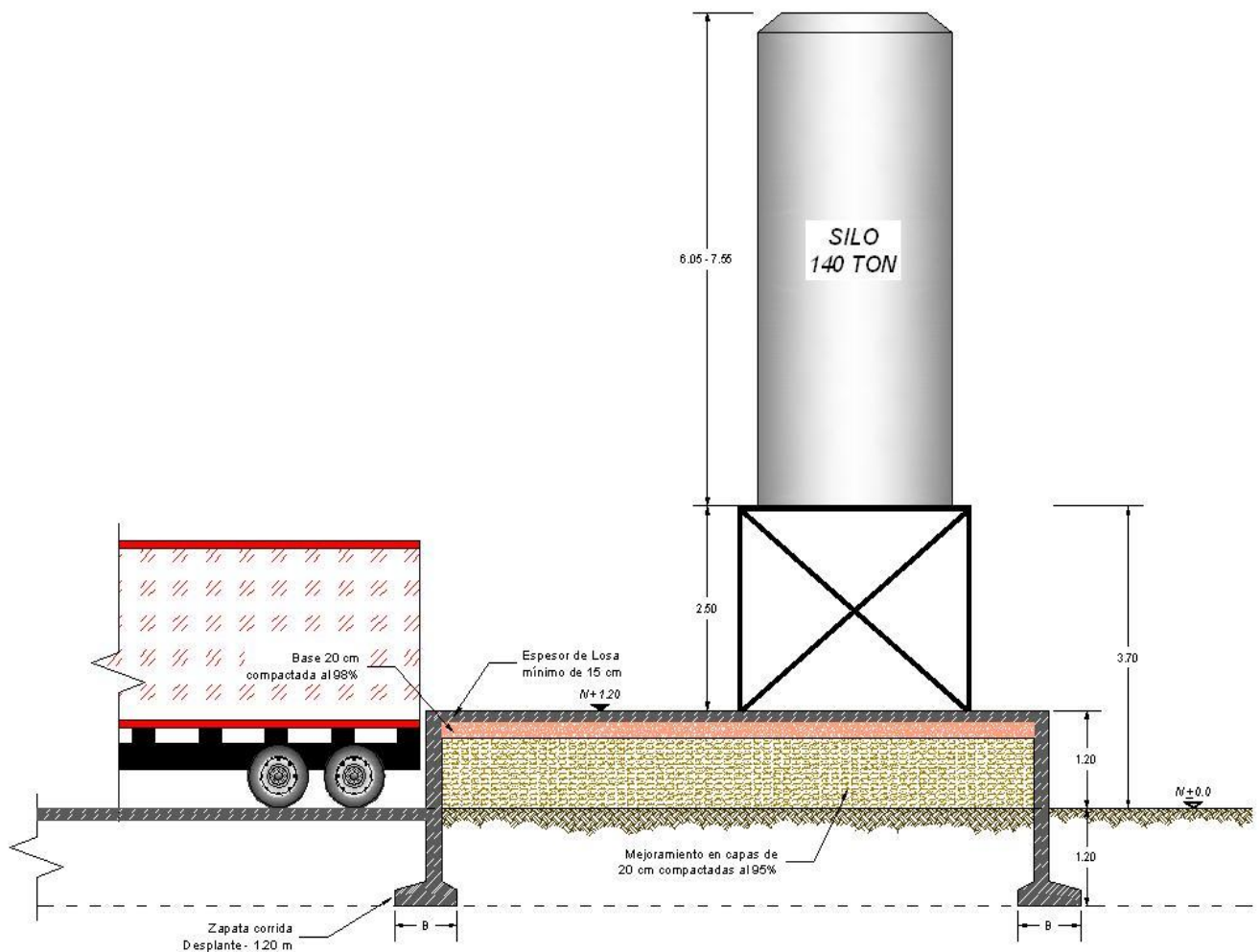


FIGURA 24. CIMENTACIÓN BODEGA DE ENSACADO

La sección estructural del pavimento en la zona de descarga y patio de maniobras de la bodega de ensacado será siguiente:



ACOTACIONES EN CM

FIGURA 25. SECCION ESTRUCTURAL DE LA ZONA DE DESCARGA

4.2.4 SILOS BROCK

Considerando los datos de un silo de:

Capacidad por silo = 10,000 ton (proporcionada por cliente)

Carga por piso = 15.8 ton/m^2

Carga por pared = 28.96 ton/m^2

Peso vacío = 115 ton

H = $19.56 \text{ m} + 7.30 \text{ m} = 26.86 \text{ m}$

$\varnothing = 27.43 \text{ m}$



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



En base a lo anterior se consideró para el Proyecto

Capacidad de almacenaje por silo = 2500 ton

Carga por piso = 3.95 ton/m²

Carga por pared = 7.24 ton/m²

Peso vacío = 28.75 ton

H = 16m estimado

Ø = 54' = 16.459m

Ø exterior = 18.61m

Ø Interior = 14.14m

Nivel de piso terminado + 0.90

La cimentación estará resuelta con zapata corrida circular desplantada sobre pilas de 0.80 m de diámetro de fuste recto.

$$\sum QFc / Q_{adm} = \text{No. Pilas} \quad 2500 * 1.4 / Q_{adm} = 10 \text{ Pilas por silo}$$

Por lo tanto se requieren:

- * Pilas de 0.8m de diámetro
- * Desplantadas a 18m de profundidad
- * y con respecto al nivel actual del terreno. = 0.00

La capacidad de carga admisible para cada pila Q_{adm} de 80 cm de diámetro será de 350 ton (de acuerdo a la gráfica de capacidad de carga que se muestra a continuación)

GRÁFICA DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS

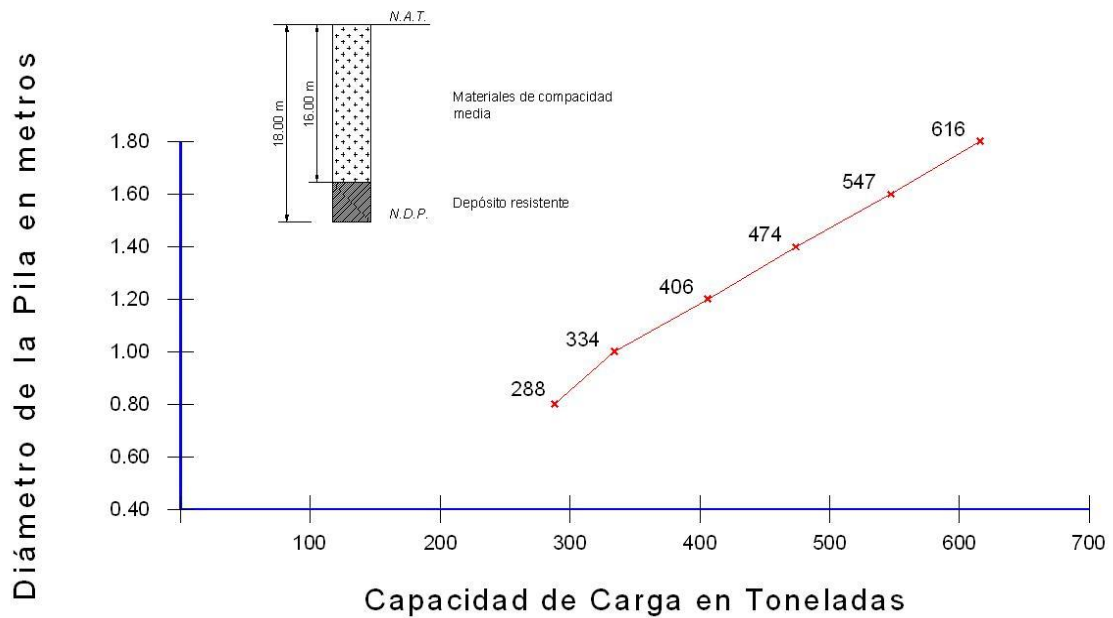
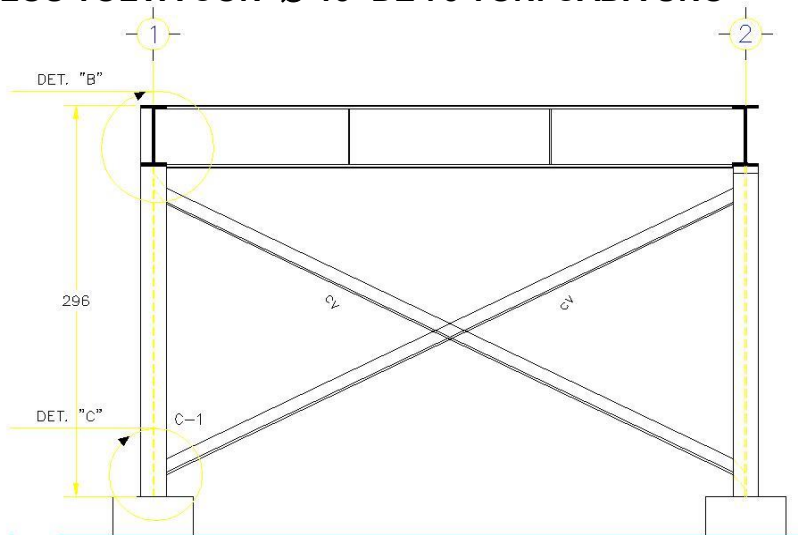


FIGURA 26. CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS

4.2.5 SILOS TOLVA CON Ø 15' DE 75 TON. CADA UNO



ELEVACION EJE "A" y "B"
vista exterior

FIGURA 27. ELEVACION DE EJES A Y B EN VISTA EXTERIOR

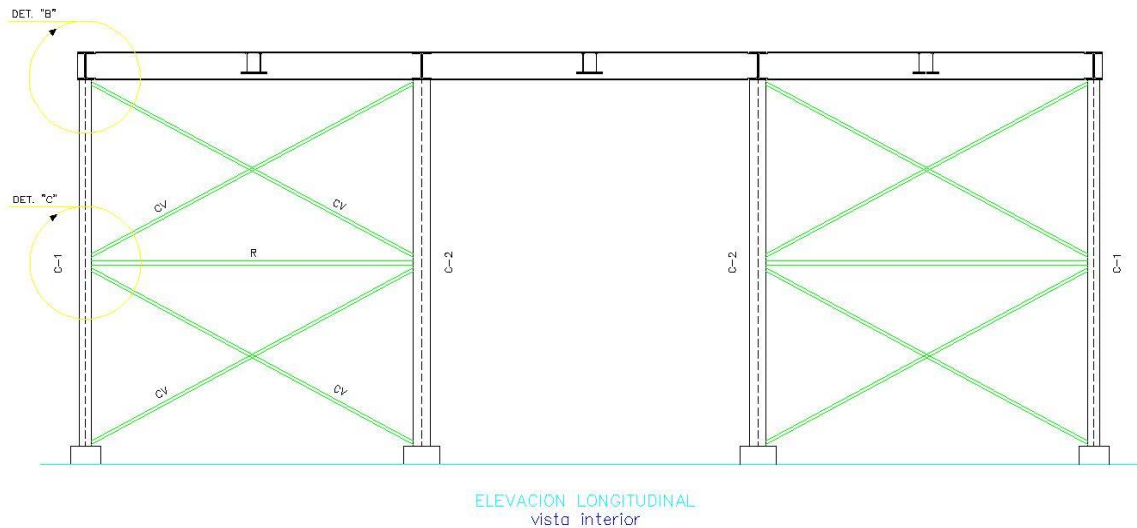


FIGURA 28. ELEVACION LONGITUDINAL EN VISTA EXTERIOR

Embarque

Capacidad de almacenaje de 75 tons cada uno

Numero de Silos = 3

Diámetro 15' = 4.5 m → área = 16.4m²

Nivel de piso terminado del apoyo de la estructura metálica N 0.00

Nivel de piso terminado del Silo + 6.3 m

Área del sembrado de la estructura de los Silos Tolva Embarque

5.37m * 16.71 m = 89.73 m²

Número de apoyos = 8

Carga por piso = 4.3 tons/m²

Carga por pared = 3.8 tons/m²

Peso tanque vacío = 0.82 tons * 16.4m² = 0.098 tons/m²

Carga total estimada Σ 8.198 tons/m² \approx 8.2 tons/m²

$Q \cdot A = P \rightarrow (8.2 \text{ ton/m}^2) (16.4 \text{ m}^2) = 134.48 \text{ tons por silo}$

134.48 tons * 3 Silos = 403.44 ton / 8 apoyos = 50.43 tons

La cimentación podrá ser cualquiera de las tres alternativas

- 1.- Respetar las zapatas aisladas proyectadas, pero la dimensión Z_1 de 2.1 m cambiaría a 2.6m*2.6 m y con un desplante $D_f = 1.5$ m y la zapata Z_2 de 3.0 m cambiaría a 3.4m*3.4 m con un desplante de $D_f = 1.5$ m
2. Realizar zapatas corridas en el sentido largo de 3.4 m por 16.71 m (una por lado) con un desplante de $D_f = 1.3$ m, ó
3. Construir una losa de cimentación de 5.37m*16.71 m desplantada a 0.30 m y con traves de rigidez.

4.2.6 BANDA TRANSPORTADORA BAJO SILO

Nivel de piso terminado = 1.40 m

Ancho de la estructura = 2.0 m

Si el desplante es $D_f = 2$ m

La compensación será igual a $\gamma D_f = (1.5 \text{ ton/m}^3)(2\text{m}) = 3 \text{ ton/m}^2$ no requiere ampliación de la losa, es decir sin Alerón.

Como el desplante es $\gamma D_f = 1.4$ m

La compensación resulta igual a $\gamma D_f = (1.5 \text{ ton/m}^3)(1.4\text{m}) = 2.1 \text{ ton/m}^2$

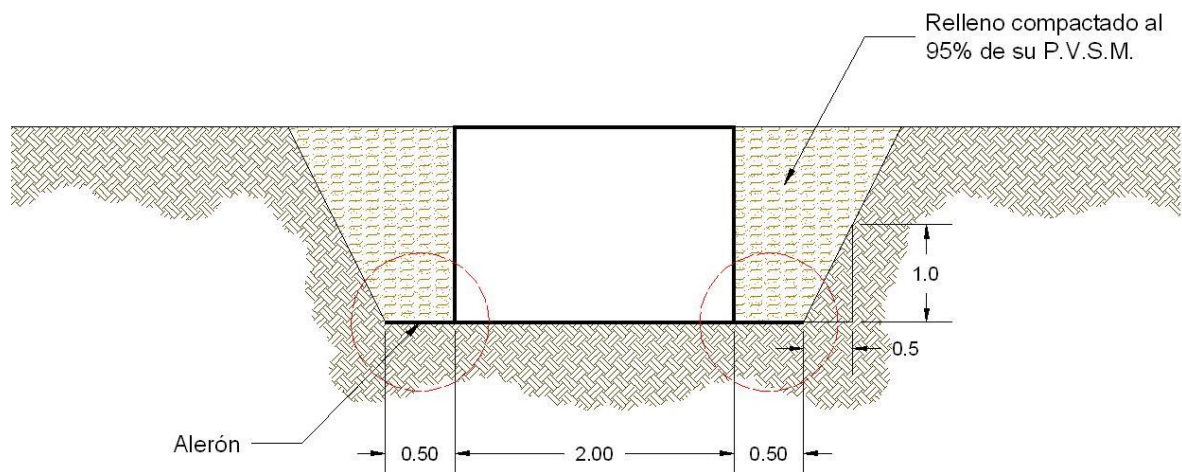


FIGURA 29. ESTRUCTURA DE LA BANDA TRANSPORTADORA BAJO SILO

La cimentación será resuelta mediante un cajón de cimentación desplantado a 1.4 m de profundidad con ampliación en su base de 50 cm hacia ambos lados con el objeto de reducir sobrecompensación y evitar movimientos diferenciales.

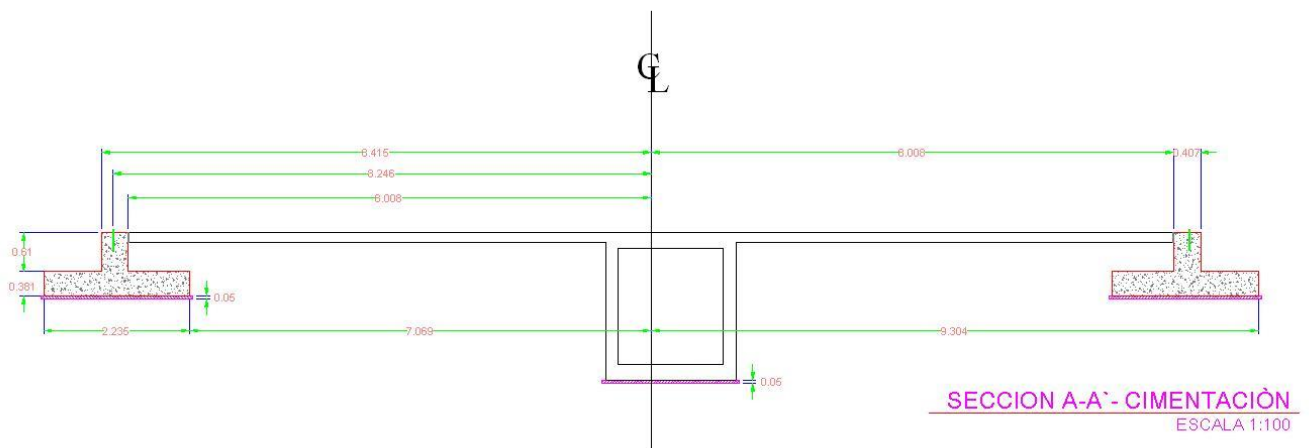


FIGURA 30. CIMENTACION SECCION A-A'

4.2.7 CASETA DE CONTROL

Área del sembrado = 3.1m*2.6m

Nivel de piso terminado considerado NPT + 0.20m

Altura de la estructura H=2.74m

La cimentación estará constituida por una losa de cimentación de 15cm de espesor con un área igual al sembrado de la caseta más un sobre ancho de 40cm y desplantada sobre una plataforma de 45cm de tepetate compactado en capas de 20cm al 95% de su peso volumétrico seco máximo próctor.

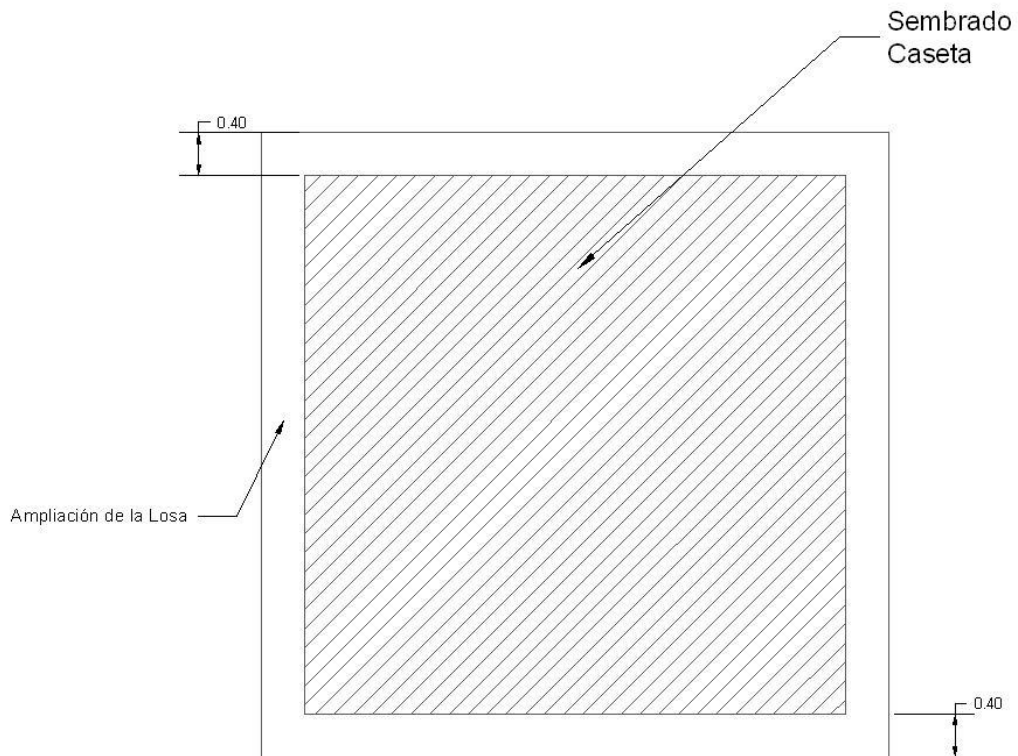


FIGURA 31. SEMBRADO DE LA CASETA

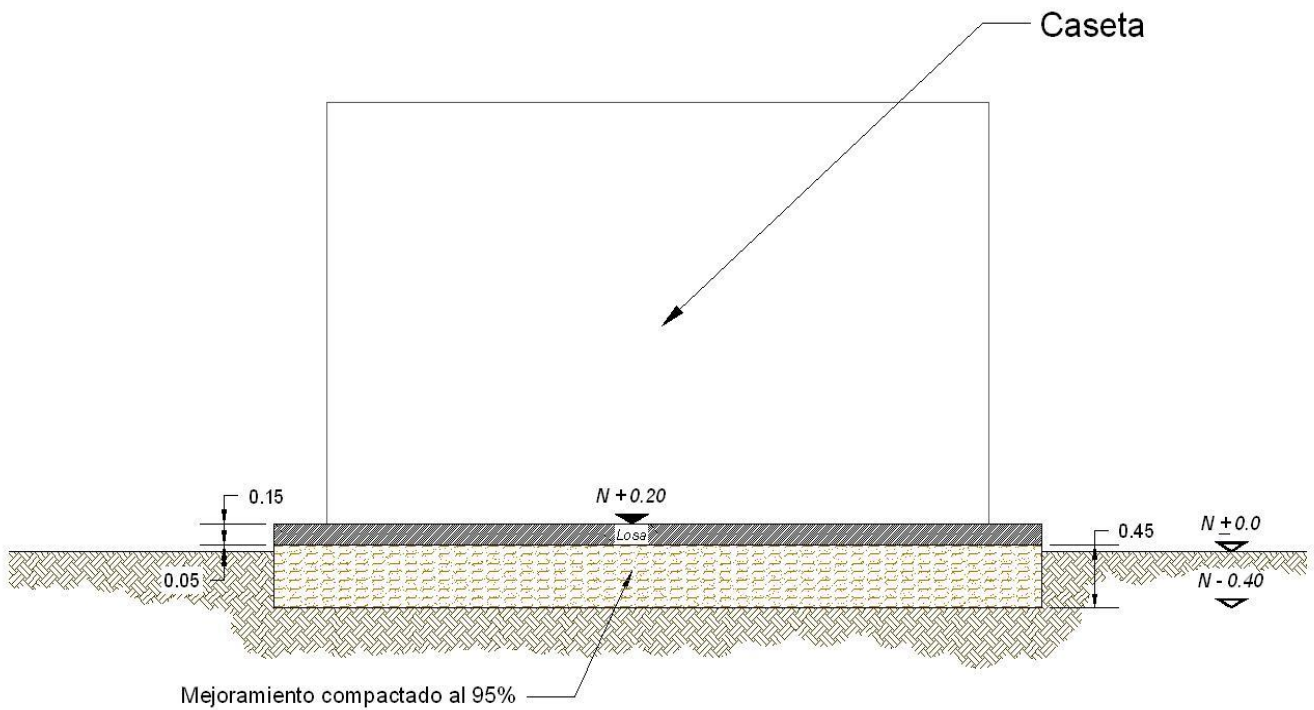


FIGURA 32. CORTE ESQUEMATICO DE LA CASETA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4.2.8. BASCULA FERROCARRILERA

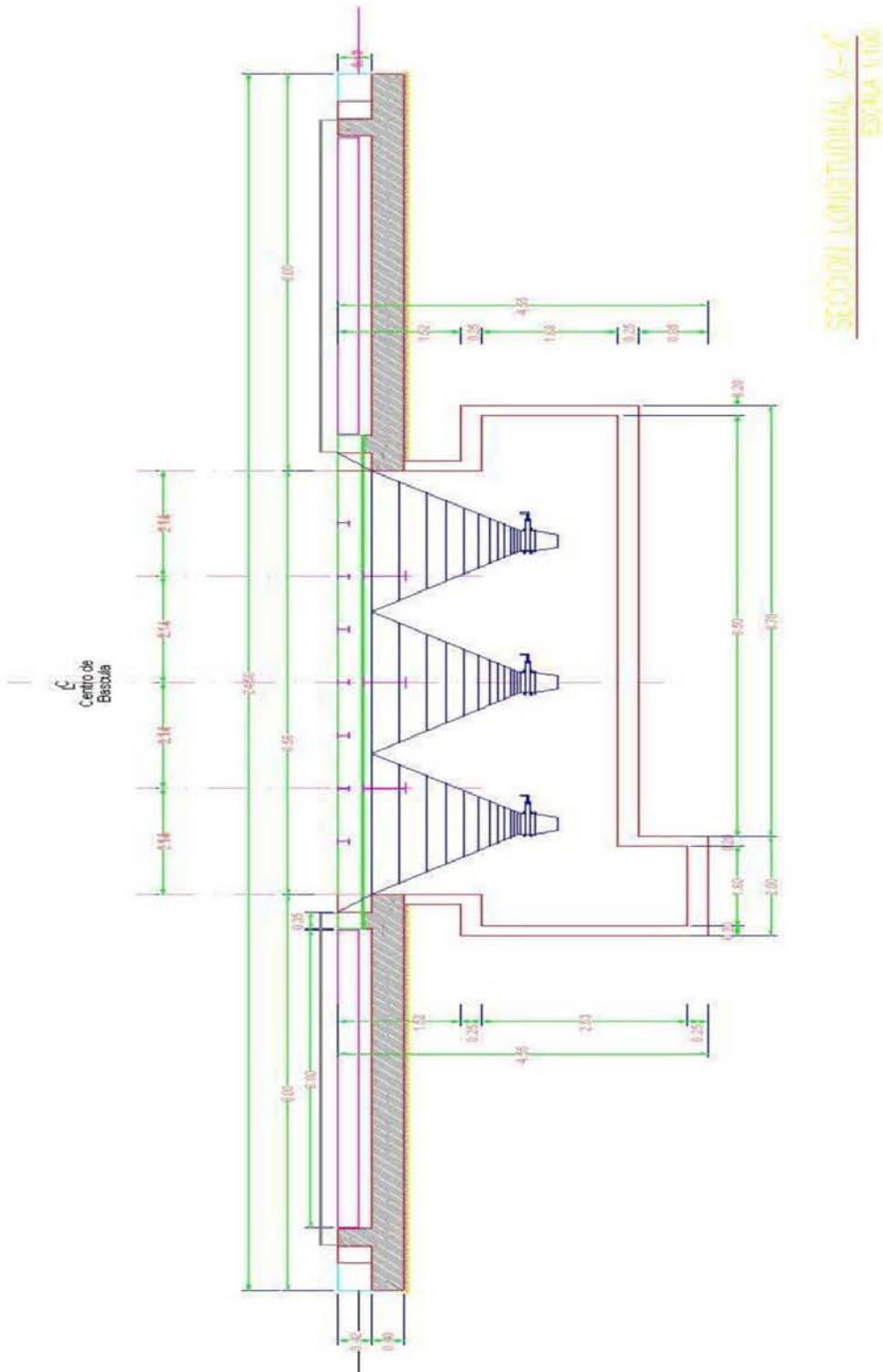


FIGURA 33. BASCULA FERROCARRILERA SECCIÓN LONGITUDINAL X-X'

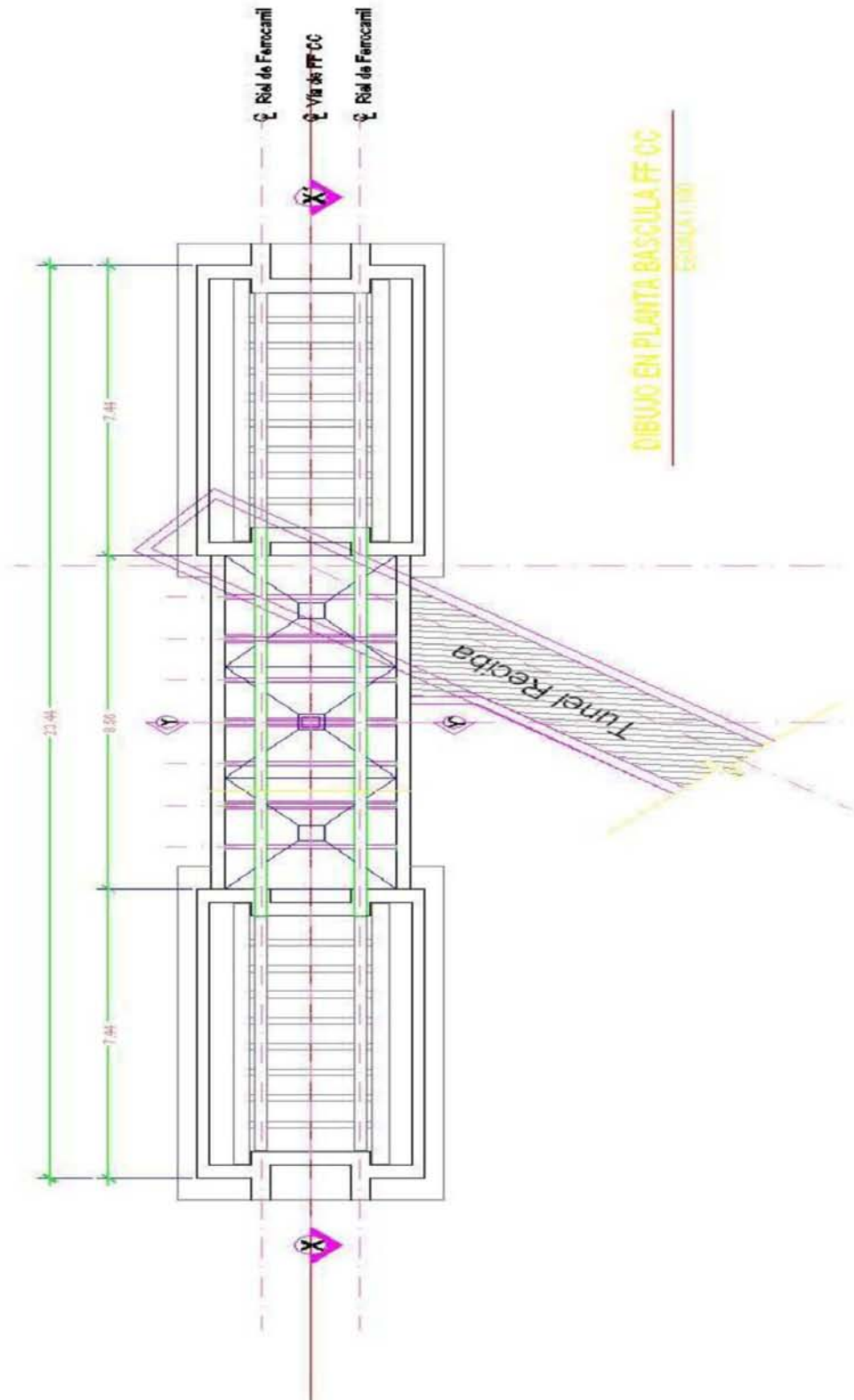


FIGURA 34. BASCULA VISTA EN PLANTA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



La longitud de desarrollo es de 23.44m

La longitud de la tolva es igual a 8.56m

Profundidad del foso podría ser variable

Condición máxima 4.55 m =nivel de piso terminado =4.3m

Condición mínima 3.91m =nivel de piso terminado =3.7m

El ancho del foso se consideró de 3 m

Se consideró el nivel de apoyo de las vías + 0.42 m por arriba del terreno natural que es la cota 0.00

Para un desplante de $D_f=4.55\text{m}$ y $\gamma=1.5\text{t/m}^3$ resulta una de compensación de 6.825 ton/m^2

Para un desplante de $D_f= 3.7\text{m}$ y $\gamma=1.5\text{t/m}^3$ resulta una compensación de 5.55 t/m^2

En el peso de la estructura se consideró :

Un espesor muros de 60cm =96.39ton

Espesor losa de fondo de 40 cm= 24.65 ton

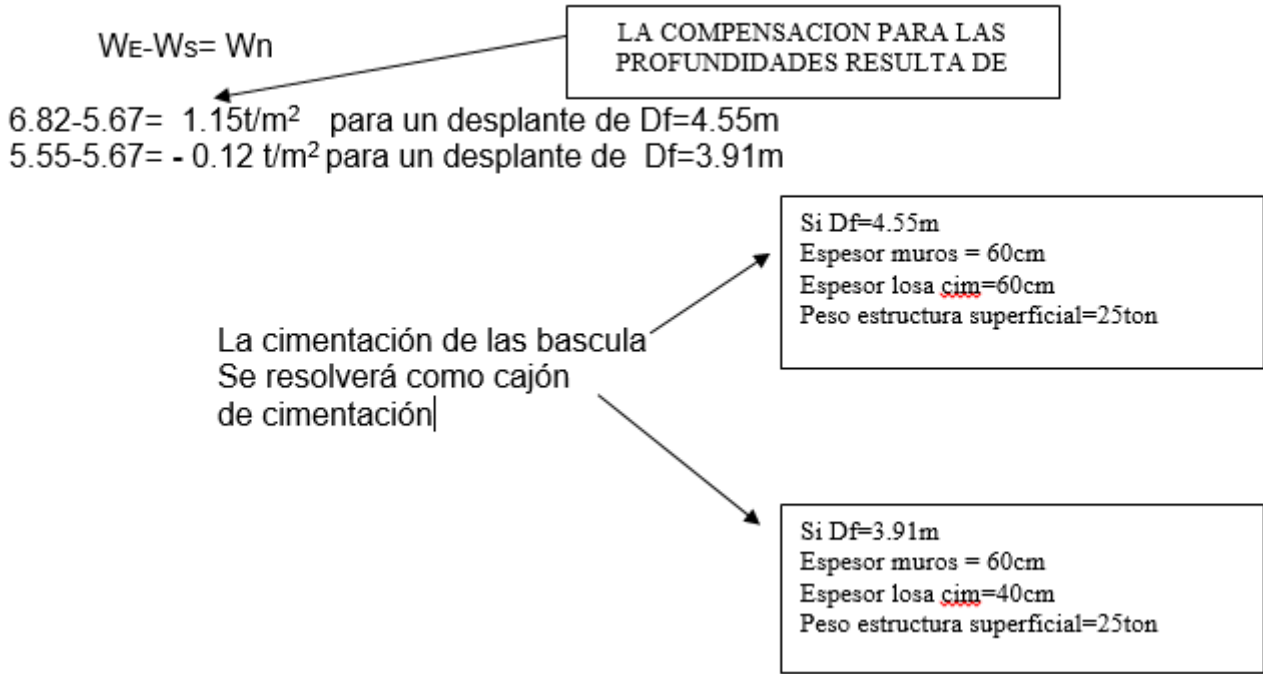
Espesor losa tapa de 40 cm= 24.65 ton

Ó equivalente como estructura metálica total estructura

Por lo tanto el peso total de la estructura considerada es de $\Sigma 145.69\text{ ton}$

NOTA.- La losa de cimentación deberá tener una ampliación de un metro exterior al sembrado.

$$Q=P/A=145.69\text{ tons}/8.56\text{m} *3\text{m}= 5.67\text{ ton/m}^2$$



Para la construcción de la cimentación será necesario excavar con taludes 0.8:1.0 (h: v) y rellenar con materiales de banco compactando al 95% de su peso volumétrico seco máximo próctor estándar y en capas de 20 cm

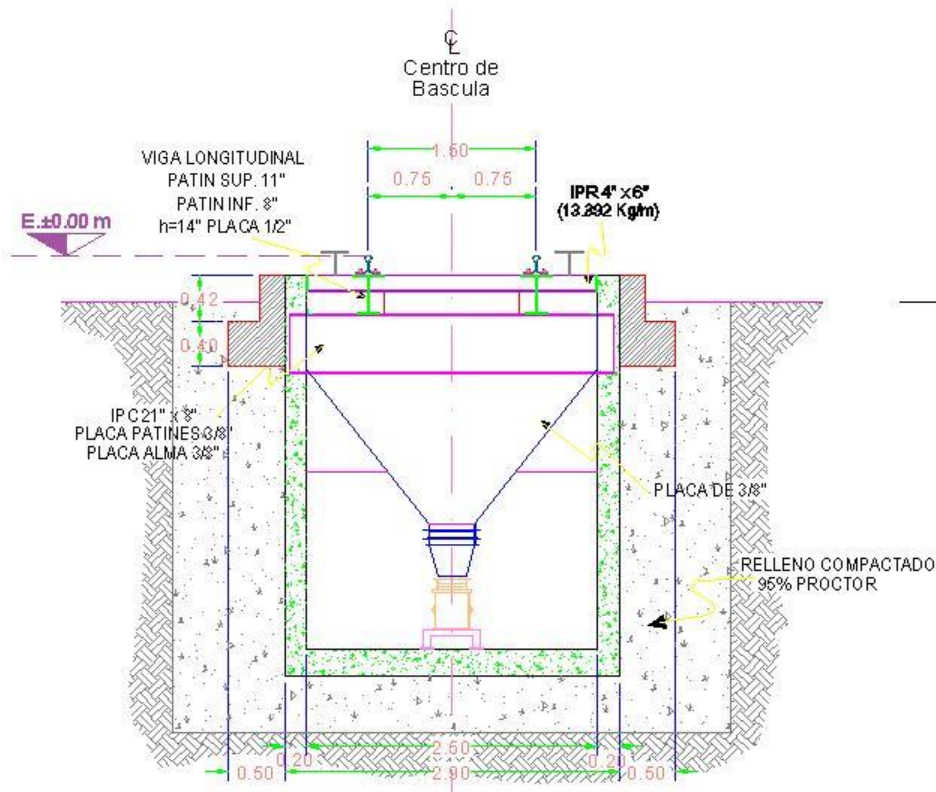


FIGURA 35. DISEÑO DE BÁSCULA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4.2.9 TÚNEL RECIBA

Se resolverá como cajón de cimentación

Ancho considerado 2.0m

Desplante $D_f = 0.30\text{m} + 1.8\text{m} + 0.30\text{m} + 0.05\text{m} = 2.45\text{m}$

Espesor de muros considerados $0.20\text{m} * 2 * 2.4\text{Ton/m}^3 = 0.96 \text{ ton/m}^2$

Espesor de losa considerada $0.30\text{m} * 2 * 2.4\text{Ton/m}^3 = 1.44 \text{ ton/m}^2$

3.36 ton/m^2

La compensación resultante es de

$$W_s = \gamma D_f = (2.45\text{m})(1.5\text{t/m}^3) = 3.675 \text{ T/m}^2$$

$$W_E - W_s = W_n$$

$$3.36 - 3.675 = -0.315 \text{ T/m (Sobrecompensada pero dentro del reglamento).}$$

4.2.10 FOSA ELEVADOR

Dimensiones de la fosa de elevador

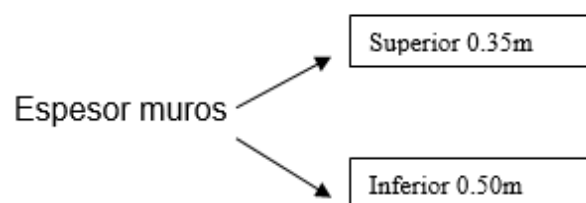
Ancho=3.75m

Largo=6.2m

Desplante= 5.03m

Dimensión interior (4.55m*5.9m)

Nivel de piso terminado = -5.30





ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Peso cajón

$$[(3.75\text{m}+6.2\text{m})^2*5.03\text{m}]0.425\text{m}*2.4\text{ton}/\text{m}^3=102\text{ton}$$

$$Q=P/A = 102 \text{ Ton} / 3.75\text{m}*6.2\text{m}=4.38 \text{ T}/\text{m}^2$$

La compensación que se genera es de:

$$W_s = \gamma D_f = 5.3\text{m}*1.5\text{T}/\text{m}^3 = 7.95 \text{ T}/\text{m}^2$$

$$W_E - W_S = W_n$$

$$4.38 \text{ Ton}/\text{m}^2 - 7.95 \text{ Ton}/\text{m}^2 = -3.57 \text{ Ton}/\text{m}^2 \quad (\text{Sobrecompensado fuera de reglamento})$$

Falta considerar peso estructura elevador, pero debido a la esbeltez será necesario cimentar cuatro pilas de 60 cm de \varnothing a 13m de profundidad para soporten fuerzas de tensión y compresión provocadas por sismo y contrarreste una posible sobrecompensación.

4.2.11 SUBESTACIÓN

Se resolverá igual que las oficinas sobre un área de 4 m por 4.5 m



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



5. PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO GENERAL

- a) Se despalmara todo el terreno por construir 40 cm en promedio, retirado el 100% de la capa vegetal y la vegetación, excepto en las zonas de jardines. En caso necesario se colocará un capa de tezontle para la realización de los trabajos de construcción de las pilas e inclusiones; sin embargo, se recomienda que por cuestiones constructivas se conforme primero el mejoramiento de la plataforma a la mitad del espesor total sobre la que se desplantará la losa del interior de la nave antes de iniciar los trabajos de construcción de pilas e inclusiones.
- b) Para construir la plataforma en el área de la nave se propone la siguiente secuela: una vez retirada la capa vegetal, deberá escarificarse una profundidad mínima de 15 cm y recompactarse al 92% de su peso volumétrico seco máximo, y mejorar mecánicamente por lo menos 0.40 m de espesor, compactando al 95% del peso volumétrico máximo (PVSM) de la prueba próctor modificada o porter (la más alta).
- c) Una vez escarificado y recompactado el material que subyace a la capa vegetal, se procederá a conformar la plataforma de suelo-cemento compactado de 60cm de espesor, mezclando un tepetate (arena limosa con gravas no mayores de 1.5 pulgadas de diámetro y límite liquido de la porción fina de 20% máximo) con cemento en un 5% en peso del peso volumétrico seco máximo del suelo utilizado.
- d) El suelo cemento se compactará al 95% del PVSM de la prueba próctor estándar. En caso de requerirse un nivel de proyecto mayor al señalado de 60cm se colocará el mismo suelo empleado en el suelo-cemento, pero sin adicionar cemento, éste se compactará en capas de 20cm sueltos al 95% del PVSM mínimo.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Sobre esta superficie se colocará el pavimento del interior de los silos y de manera consecutiva se procederá a colocar contratrabes de cimentación para ligar las pilas, anclaje de la estructura de acero y superestructura.

5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN CON PILAS

El procedimiento de construcción recomendado para el desplante de pilas se menciona a continuación:

- a) Una vez que se tenga un tramo terminado de plataforma al 50% en la zona de la nave se iniciará con la construcción de las pilas.

- b) Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas.

- c) Realizar la perforación utilizando equipo con capacidad y herramientas adecuada para garantizar la verticalidad del barreno, además, es recomendable minimizar la alteración del suelo adyacente a la excavación, conservando las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando sobre excavación lateral y vertical del terreno.

- e) Debe supervisarse que el empotre de las pilas sea en el material resistente definido anteriormente y supervisado físicamente por un especialista durante el proceso de perforación.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



A continuación se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas:

- a) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- b) La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se podrá perforar inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.
- c) La perforación de la pila se hará empleando polímero o lodo bentonítico.
- d) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.
- e) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.
- f) Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo momentos antes de realizar el colado previamente habilitado con sus separadores para garantizar el recubrimiento libre mínimo de 7 cm, entre paños de estribos y perforación.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



- g) Después de colocar el armado se iniciará con la colocación del concreto con el procedimiento del tubo Tremie con la pelota en el extremo inferior de 8 pulgadas de diámetro mínimo, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 0.50 m sobre el fondo de la perforación, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción. El colado se llevará hasta 0.40 m por arriba del nivel de desplante de las contratrabes, para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

- h) La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.

- i) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.

- j) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.

- k) Se recomienda usar concreto con aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento como mínimo de 18 cm + 2% e inclusive en caso necesario se podrá emplear un aditivo retardante para que actúe la presión hidrostática del concreto considerada.

- l) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



5.3 CONSTRUCCIÓN DE INCLUSIONES

El procedimiento constructivo del sistema de bombeo es el siguiente:

Una vez que se tenga la plataforma de trabajo al 50%, se procederá a construir las inclusiones.

- a) Trazo y ubicación de las inclusiones, los cuales deberán estar distribuidos en toda el área de la nave, cuidando que cada inclusión tenga una área de influencia de 9.0m^2 aproximadamente, ésta propuesta no deberá interrumpir la construcción de las contratrabes de cimentación (ver Fig. 36).
- b) Posteriormente se procederá a la perforación de las inclusiones de 30 cm de diámetro, ésta se deberá realizar con broca de aletas y *sin la utilización de lodo bentonítico*. No se recomienda utilizar herramienta de perforación hueca tipo para construir las inclusiones.
- c) El colado de las inclusiones es con el mismo proceso de las pilas de cimentación. El relleno superior entre la corona de la inclusión y la plataforma de la losa de desplante deberá rellenarse apisonada a mano.

5.4.- PAVIMENTOS

A continuación se presentan las secciones más adecuadas que deberán implementarse tanto para pavimentos de tipo flexible (carpeta asfáltica) como de tipo rígido (concreto hidráulico).



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



5.4.1 DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

El pavimento flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación y estacionamiento de vehículos se diseñó aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa color café, cuyo contenido de agua medio es 20%, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 5.6 % y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 6.0% y recompactados al 95% de su PVSM de 8.6%.

De acuerdo a las vialidades y cajones de estacionamiento que contempla el proyecto, se estima que sobre el pavimento circularán alrededor de 200 vehículos diarios, de los cuales 25% serán de carga y el 75% automóviles y camionetas ligeras, los cuales circularán sobre una vialidad principal, dando lugar a que existan áreas con diferente flujo vehicular, lo que dará como resultado que el pavimento tenga áreas con distintos espesores.

Para el diseño de la sección estructural de pavimento se consideraron los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo formarán:

CBR suelo de cimentación	5.6%
CBR capa subrasante	15% compactada al 90%
CBR capa sub-base	50% compactada al 95%
CBR capa base	80% compactada al 98%

El valor relativo de soporte, CBRc se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$\text{CBRc} = \text{CBR} (1 - \text{CV})$$



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



En la cual:

CBR: valor relativo de soporte de cada material

C: factor que depende del nivel de confianza, considerado de 80%

V: coeficiente de variación de los valores de prueba, considerada de 15% para el suelo natural y 5% para los otros materiales

Se obtuvieron los siguientes valores de valor relativo de soporte crítico:

CBR _c suelo natural	5.6 %
CBR _c capa subrasante	14.4%
CBR _c capa sub-base	48.0%
CBR _c capa base	76.8%

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento flexible en la **vialidad principal** será de:

Capa	Espesor
Carpeta	7 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	variable

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento flexible para estacionamientos será de:



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Capa	Espesor
Carpeta	5.0 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	variable

En el Anexo III se presentan las especificaciones necesarias para la construcción de los pavimentos de tipo flexible y sus secciones correspondientes se muestran en la figura 37.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

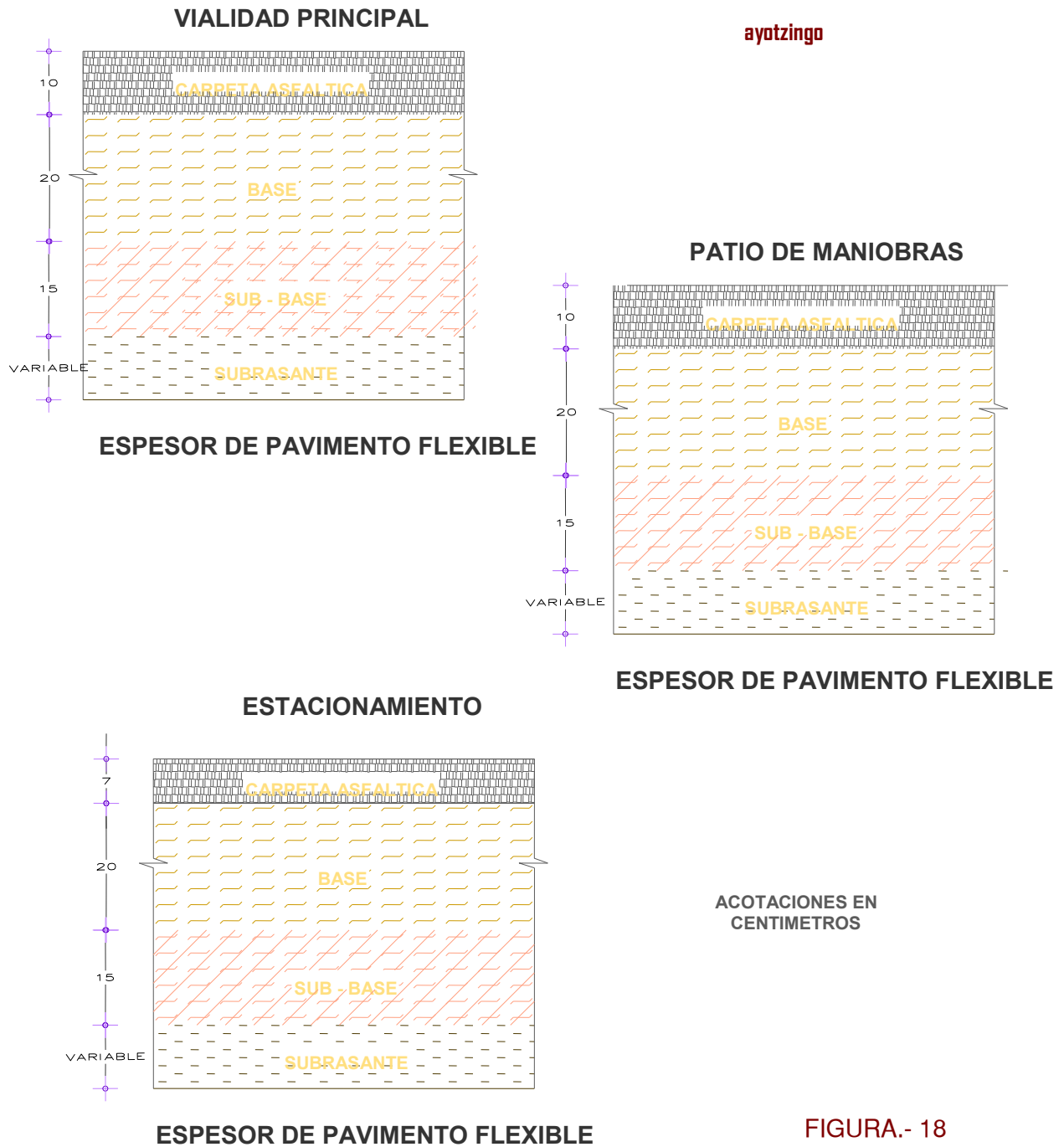


FIGURA 37. SECCIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

FIGURA.- 18



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



5.4.2 DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO

De acuerdo a la exploración ejecutada en el sitio de interés mediante la realización de pozos a cielo abierto donde se observaron las características físicas y mecánicas de los materiales que subyacen a la superficie actual del terreno, se observó lo siguiente:

Superficialmente, en promedio en todo el terreno se tienen espesores de 60cm promedio de material de banco controlado y compactado (observado en casi todos los pozos a cielo abierto excavados), por debajo se tiene una capa de materiales arcillosos de mala calidad, de baja resistencia y alta deformabilidad, de color café grisáceo, con un espesor promedio de 0.80 m, subyaciendo a este estrato se tienen materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 20%, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 5.6% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar VRS de 6.0% y recompactados al 96% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) VRS de 8.6%.

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas.

Este tipo de pavimento no puede plegarse a deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural; aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pudieran colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario la construcción de una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al paso de los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa; si falla las partes bajas de la capa entonces falla la estructura.

La sección transversal de un pavimento rígido está formada por la losa de concreto hidráulica, por la base y sub-base que se construyen sobre la capa subrasante (figura 38).

SECCIÓN ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA NAVE

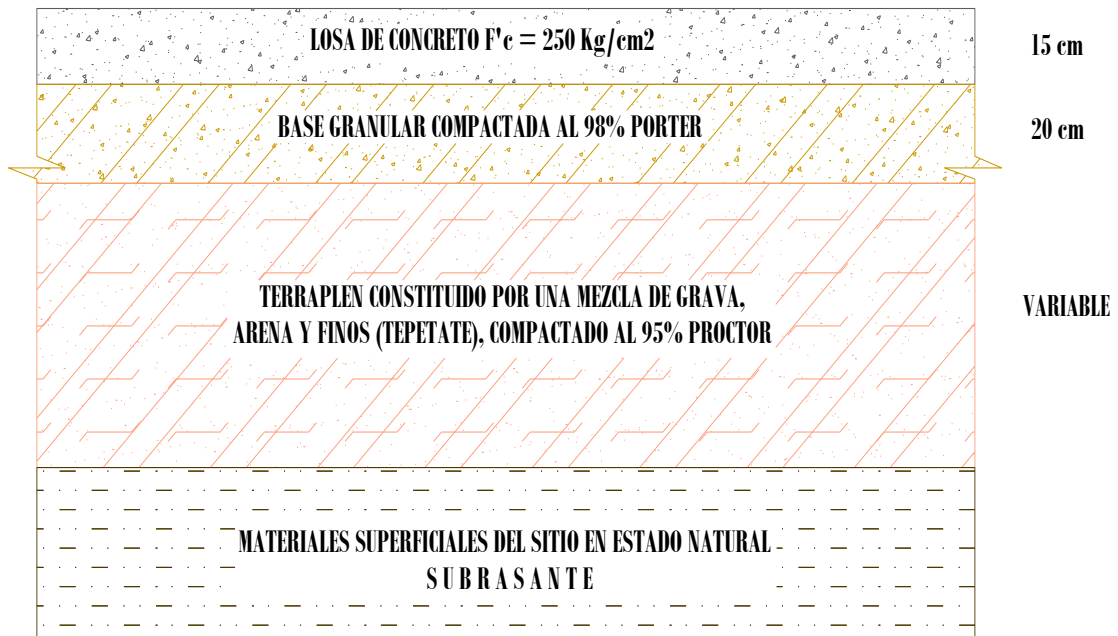


FIGURA 38. SECCIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2 . Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o pre-esforzado.

Cuando se utiliza concreto simple o reforzado, el tamaño de las losas es similar, tendiendo generalmente a ser cuadradas con 3 a 5 m. de lado, pero en la actualidad existe una tendencia a aumentar su área, el concreto pre-esforzado permite la utilización de superficies continuas de área muy superior; se usa más frecuentemente ya que se ahorra en el espesor y es más económico.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Los factores que afectan el espesor de la losa son principalmente el nivel de carga que han de soportar, las presiones de inflado de las llantas de los vehículos, el módulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas del concreto que en ellas se utilice.

De acuerdo al proyecto, toda el área cubierta por la estructura pueden tener plataformas con espesores variables entre 0.5 y 1.0 m con respecto al nivel de actual del terreno para restituir la capa de rellenos que se tienen por debajo de la capa superficial de material controlados y conservar la superficie actual del predio. Se deberán considerar obras de protección que permitan tener un adecuado drenaje.

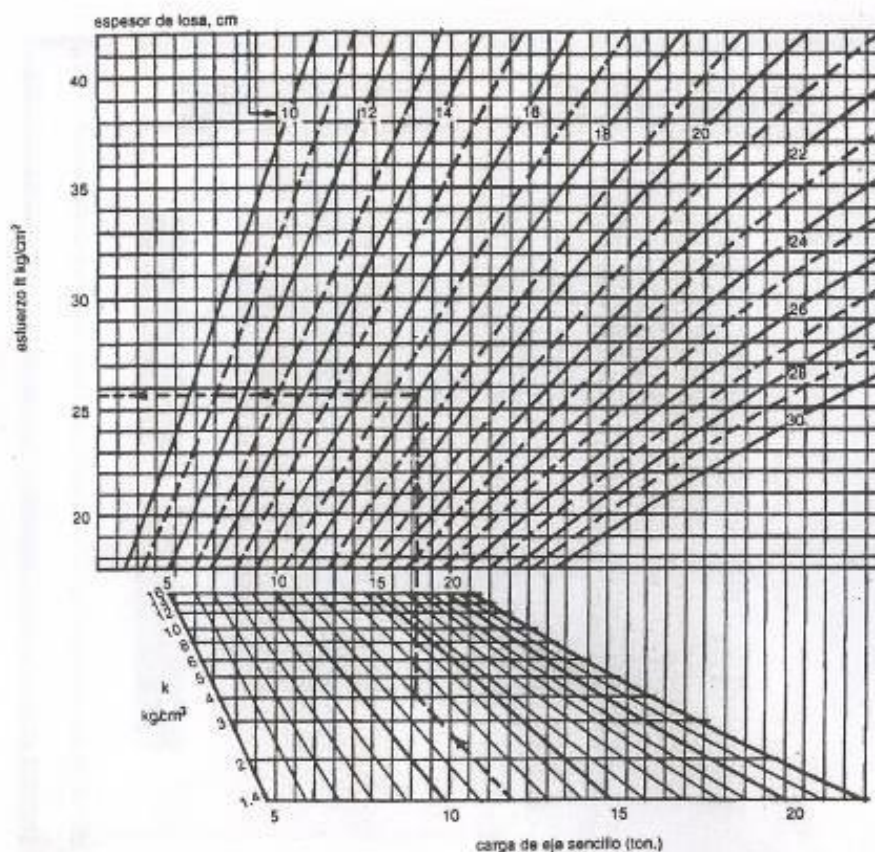
Para el diseño del piso constituido por losas de concreto hidráulico, se empleó el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los siguientes parámetros:

Piso en la estructura

Carga máxima aplicada al piso por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas de eje sencillo, incluyendo la carga que el piso soporta, con peso de hasta 1.5 ton/m ²	4,500 kg
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 5%	5,000 kg
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	8.0 kg/cm ³
Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto hidráulico	20.0 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base.....	9.0 kg/cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250 kg/cm ²
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la	
Compresión del concreto a la edad de 28 días.....	37.5 kg/cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.8 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cual fue efectuado el diseño, corresponden a una sobrecarga de 1.5 ton/m^2 . La carga más crítica transmitida al piso corresponde al eje sencillo a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 1.5 ton/m^2 .

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos que se muestra en la figura 39, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 kg/cm^2 , con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 9 kg/cm^3 , y una carga de diseño de 3.0 ton . se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 15 cm ., que se apoyará sobre una base de materiales de 20 cm de espesor con las especificaciones que se indican en el Anexo IV.



Nomogramas para encontrar los esfuerzos que los ejes sencillos causan en una losa de concreto hidráulico, en función de la carga aumentada por impacto, el módulo de reacción corregido y el espesor supuesto de los P C A).

FIGURA 39. NOMOGRAMA EJES SENCILLOS



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Piso en vialidad

Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas tandem.	18.0 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10%	19.8 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	8.0 kg/cm ³
Espesor de la base granular del suelo de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo	20.0 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	9.0 kg/cm ³
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5 kg/cm ²
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2	18.8 kg/cm ²
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250 kg/cm ²

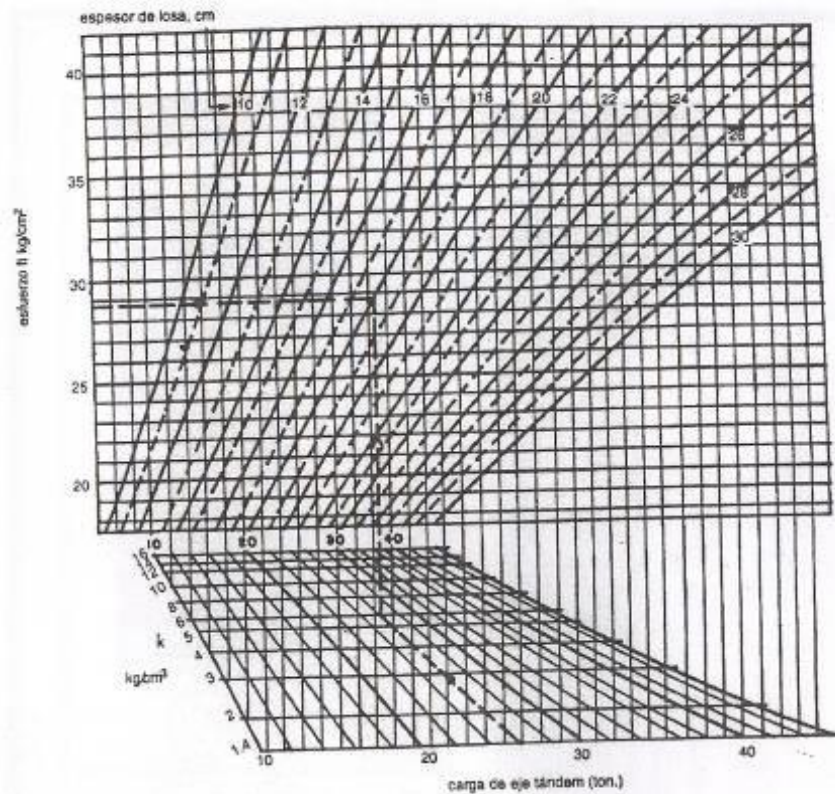
Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a tráileres T3-S3 (ver figura 40). La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton. Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 18ton.



+ CARGAS MÁXIMAS DE ACUERDO CON EL "PROYECTO DE ACTUALIZACIÓN DEL CAPITULO XI DEL REGLAMENTO DE EXPLOTACIÓN DE CAMINOS DE LA LEY DE VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN, SCT" MÉXICO, D.F. 1978

FIGURA 40. CARGAS MAXIMAS PARA TRAILERES

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem presentado en la figura 41, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto de 18.8 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 kg/cm³ y una carga de diseño de 19.8 ton., se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 17.5cm., que se apoyará sobre una base granular de 20 cm. de espesor.



Nomogramas para encontrar los esfuerzos que los ejes tandem causan en una losa de concreto hidráulico, en función de la carga aumentada por impacto, al módulo de reacción corregido y al espesor supuesto de la losa (PC A).

FIGURA 41. NOMOGRAMA EJES TANDEM

La determinación del "módulo de reacción" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determinó a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR). De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 5.6 kg/cm³, este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de grava controlada de 20 cm. de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 8 kg/cm²



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamientos por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{WfL}{2f_s}$$

donde:

A_s = área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm^2

W = peso de la losa, en kg/m

f = coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5

L = longitud de los tableros de losa, en m.

f_s = esfuerzo permisible en el acero, en kg/cm^2 , (igual a $0.6 f_y$)

Además, en toda dirección en el que la dimensión de un tablero sea mayor de 1.5 m., el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

donde:

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

$x_1 = 1/3$ de H , siendo H el espesor del pavimento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor a 1.5 as.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad y estacionamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal como se indica en la figura 42.

MECÁNICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTÉCNICA

ACERO DE REFUERZO EN TABLEROS DE LOSA DE PISO ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) PARA LA VIALIDAD Y PATIO DE MANIOBRAS

LONGITUD TABLERO	ARMADO (cm)
3.507	# 3 @ 37.5
3.660	# 3 @ 37.5
4.270	# 3 @ 30.0 (ó # 4 @ 37.5)
4.422	# 3 @ 28.0 (ó # 4 @ 37.5)
4.575	# 3 @ 25.0 (ó # 4 @ 37.5)
4.892	# 3 @ 25.0 (ó # 4 @ 37.5)

ANCHO TABLERO	ARMADO (cm)
2.897	# 3 @ 50.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.050	# 3 @ 50.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.188	# 3 @ 50.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.507	# 3 @ 45.0 (ó # 4 @ 75.0)
3.660	# 3 @ 40.0 (ó # 4 @ 70.0)
4.270	# 3 @ 30.0 (ó # 4 @ 50.0)
4.422	# 3 @ 28.0 (ó # 4 @ 50.0)

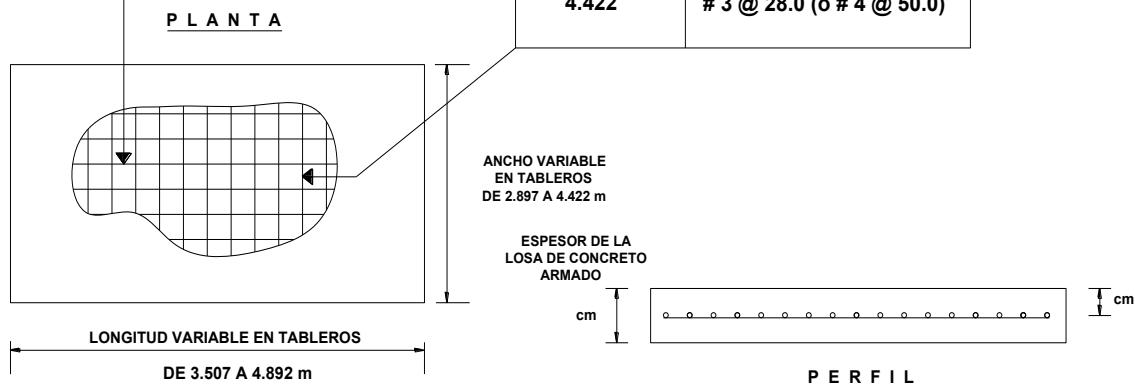


FIGURA 42. ACERO DE REFUERZO DE LAS LOSAS DEL PAVIMENTO

FIGURA :



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

En el Anexo IV se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, por el módulo de ruptura del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



6. CONCLUSIONES

6.1 El Estudio de Mecánica de Suelos para el diseño de la cimentación para 5 silos de almacenamiento de granos, que se proyectan construir en un predio que se localiza en la carretera México-Ayotzingo y Ferrocarril México- Cuautla, Colonia Santa Catarina Ayotzingo, Municipio de Chalco, Estado de México.

6.2 El proyecto está constituido por cinco silos de almacenamiento de 22m de diámetro y 15m de altura con capacidad cada uno de 5000 ton de granos. En la zona de almacenaje se ubicarán algunas instalaciones para oficinas y de operación.

6.3 El predio actualmente no tiene uso, se encuentra como predio de cultivo, teniendo restos de construcciones antiguas, topográficamente es un predio muy plano y con abundante vegetación como producto de la temporada de lluvias.

6.4 Las colindancias que se tienen son las siguientes: al norte y nor-poniente se ubican instalaciones federales de ferrocarriles mexicanos, al sur-oriente se ubica la calle Prolongación Jazmín, al sur se localiza las instalaciones de una granja avícola y al poniente se tienen predios privados de cultivo.

6.5 Se realizó un sondeo profundo de tipo mixto a 20 m de profundidad y se excavó un pozo a cielo abierto a 2.5m de profundidad.

En la figura 8 se presenta un croquis del terreno donde se ubican los sondeos realizados.

El perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto excavado y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas se presenta en la figura 9.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



En la figura 10 se presentan el registro de campo y en la figura 11 el perfil estratigráfico del sondeo profundo realizado.

6.6 En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio de las pruebas realizadas.

6.7 De acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el sitio de interés se localiza en la zona II denominada *Transición*. Esta zona se caracteriza por una serie arcillosa superior de compresibilidad media a alta hasta una profundidad máxima del orden de 15 m, con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se re depositaron durante las regresiones del antiguo lago.

6.8 De acuerdo a los trabajos de campo efectuados se estableció la siguiente secuencia del perfil estratigráfico de 0.0 a 0.30 m capa vegetal, de 0.30 a 4.20 m arena fina poco limosa con gravas y gravillas, de color gris oscuro, medianamente compactos, de 4.20 a 6.00 m limo poco arcillo arenoso con gravillas, café grisáceo, de 6.00 a 8.00 m arcilla poco limo arenosa de color gris oscuro, de 8.00 a 10.20 m arena fina poco limosa, color gris oscuro, con gravillas aisladas, con contenido de agua variable entre 16 y 31%, formando una estructura del suelo de alta compacidad, de 10.20 a 13.10 m arena limosa de fina a gruesa, color gris, con gravillas intercalada con pequeños lentes de arcilla verde olivo formando una estructura del suelo de media compacidad, de 13.10 a 16.80 m arena fina a media poco limosa, color gris, con gravillas en estado muy compacto, excepto entre 15.6 y 16.80 m de profundidad donde se detectó una capa de limo arcilloso poco arenoso de consistencia firme, de 16.80 a 20 m arena fina a media limosa, color gris, con gravillas, en estado compacto y de 20 a 25 m arena limosa color gris con gravillas, en estado compacto. La resistencia medida con el sondeo de penetración estándar es mayor a 50 golpes.

6.9 El nivel freático se detectó a 6.40 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno y en la fecha en la que se realizó la exploración, de información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 1 ton/m² a 35 m de profundidad.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



6.10 Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm^3 .

6.11 La estructuración general será a base de elementos de acero. El proyecto se ubica en una zona de transición con un coeficiente sísmico de 0.32. Las cargas utilizadas para el diseño de la cimentación fueron proporcionadas por el cliente

6.12 Considerando las características del proyecto, las propias del subsuelo, así como la magnitud y distribución de las cargas, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante pilas de fuste recto coladas en seco, y desplantadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes, apoyados a una profundidad de 18m medido respecto al nivel medio del terreno actual en la zona de silos, con esta solución se resolverán las cargas de compresión y tensión de la estructura.

Lo anterior es considerando que se tiene una capa blanda entre 15 y 16 m de profundidad.

6.13 Para tener un comportamiento entre la superficie y la estructura será necesario reforzar el subsuelo bajo los silos para uniformizar el comportamiento de la estructura con respecto al área de carga de los silos, por lo cual se ratifica construir inclusiones de concreto con $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$ de 30cm de diámetro apoyadas a 8 m de profundidad respecto al nivel de terreno actual de la zona de silos, mientras que la corona de las inclusiones se dejará 0.80m debajo del nivel de plataformas mismas que se rellenarán con material del sitio (arena limosa con gravillas).

La distribución de las inclusiones será con separación a cada 3m entre estas en ambos sentidos. De tal manera que la carga de almacenaje de los silos que se tendrá en forma superficial deberá distribuirse al subsuelo-inclusiones por medio de una plataforma de materiales controlados de suelo-cemento compactado con 0.60m de espesor, mezclando un tepetate (arena limosa con gravas no mayores de 1.5 pulgadas de diámetro y límite líquido de la porción fina de 20% máximo) con cemento en un 5% en peso, del peso volumétrico seco máximo del suelo utilizado, se compactará al 95% del PVSM de la prueba próctor estándar.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



La solución se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes se encuentra a profundidades variables entre 7 y 8 m con respecto al nivel actual del terreno.

Sin embargo a una profundidad que se tiene entre 15 y 16.5 m de profundidad se tiene una reducción de resistencia.

Tomando en cuenta la magnitud de las cargas de los silos resulta como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a partir de 18 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

La cimentación de un proyecto para su diseño y que se ubica en cualquiera de las zonas geotécnicas denominadas II y III, se debe considerar el desarrollo de la fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta.

Tomando en cuenta que la posición del NAF se ubica a 7.5 m de profundidad y el desplante de las pilas es aproximadamente a 18m, se consideró que a largo plazo existe la posibilidad que por abatimiento de las presiones de agua a nivel de desplante de las pilas se generen movimientos relativos entre éstas y el suelo que lo rodea y por tanto, existe la posibilidad que se presente una pequeña solicitación como fricción negativa, esto hace que no se considere la contribución de fricción positiva en la capacidad de carga de las pilas de punta.

En la figura 14 se presenta la gráfica de capacidad de carga de las pilas de punta para diferentes diámetros comunes constructivamente.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura de los silos, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural.

6.14 El proceso constructivo general es el siguiente:

Se despalmara todo el terreno por construir 40 cm en promedio, retirado el 100% de la capa vegetal y la vegetación, excepto en las zonas de jardines. En caso necesario se colocará un capa de tezontle para la realización de los trabajos de construcción de las pilas e inclusiones; sin embargo, se recomienda que por cuestiones constructivas se conforme primero el mejoramiento de la plataforma a la mitad del espesor total sobre la que se desplantará la losa del interior de la nave antes de iniciar los trabajos de construcción de pilas e inclusiones.

Para construir la plataforma en el área de la nave se propone la siguiente secuela: una vez retirada la capa vegetal, deberá escarificarse una profundidad mínima de 15 cm y recompactarse al 92% de su peso volumétrico seco máximo, y mejorar mecánicamente por lo menos 0.40 m de espesor, compactando al 95% del peso volumétrico máximo (PVSM) de la prueba próctor modificada o porter (la más alta).

Una vez escarificado y recompactado el material que subyace a la capa vegetal, se procederá a conformar la plataforma de suelo-cemento compactado de 60cm de espesor, mezclando un tepetate (arena limosa con gravas no mayores de 1.5 pulgadas de diámetro y límite liquido de la porción fina de 20% máximo) con cemento en un 5% en peso del peso volumétrico seco máximo del suelo utilizado.

El suelo cemento se compactará al 95% del PVSM de la prueba próctor estándar. En caso de requerirse un nivel de proyecto mayor al señalado de 60cm se colocará el mismo suelo empleado en el suelo-cemento, pero sin adicionar cemento, éste se compactará en capas de 20cm sueltos al 95% del PVSM mínimo.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Sobre esta superficie se colocará el pavimento del interior de los silos y se manera consecutiva se procederá a colocar contratrabes de cimentación para ligar las pilas, anclaje de la estructura de acero y superestructura.

Una vez que se tenga la plataforma de trabajo al 50%, se procederá a construir las inclusiones.

Trazo y ubicación de las inclusiones, los cuales deberán estar distribuidos en toda el área de la nave, cuidando que cada inclusión tenga una área de influencia de 9.0m^2 aproximadamente, ésta propuesta no deberá interrumpir la construcción de las contratrabes de cimentación.

Posteriormente se procederá a la perforación de las inclusiones de 30 cm de diámetro, ésta se deberá realizar con broca de aletas y *sin la utilización de lodo bentonítico*. No se recomienda utilizar herramienta de perforación tipo hueca para construir las inclusiones.

6.15 Las especificaciones para los pavimentos son las siguientes:

a) Pavimentos de tipo flexible

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento flexible en la vialidad principal será de:

Capa	Espesor
Carpeta	7 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	Variable



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento flexible para estacionamientos será de:

Capa	Espesor
Carpeta	5.0 cm
Base	20 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	variable

En el Anexo III se presentan las especificaciones necesarias para la construcción de los pavimentos de tipo flexible y sus secciones correspondientes se muestran en la figura 18.

b) Pavimentos de tipo rígido

Los concretos que se utilizan en la losa del pavimento rígido suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2 . Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o pre-esforzado.

Para el piso de la estructura se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 15 cm., que se apoyará sobre una base de materiales de 20 cm de espesor compactada al 98% de su p.v.s.m. porter estándar.

Para los pavimentos en vialidades y patios de maniobras se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 17.5 cm., que se apoyará sobre una base granular de 20 cm. de espesor.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad y estacionamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal como se indica en la figura 23.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

En el Anexo IV se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



ANEXOS



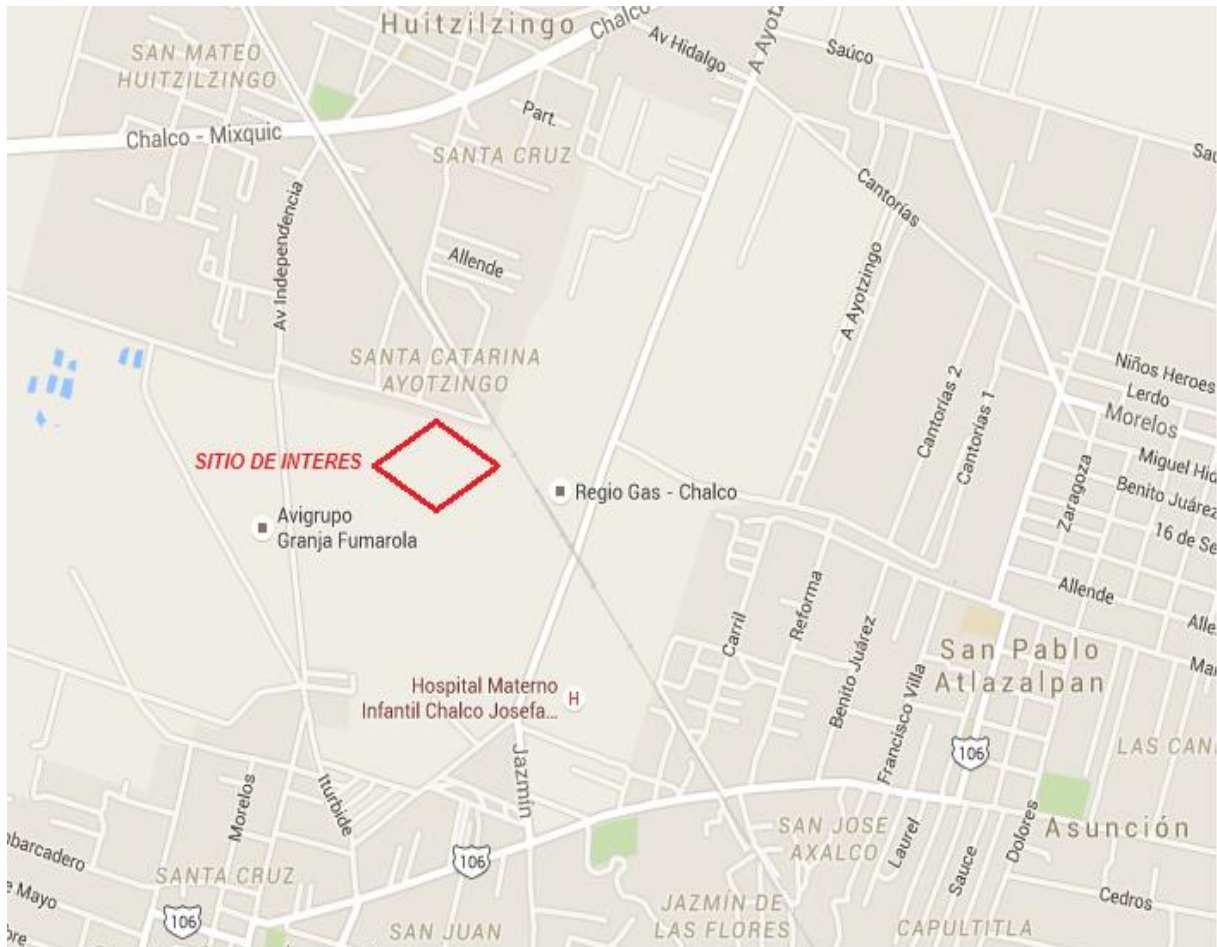
ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



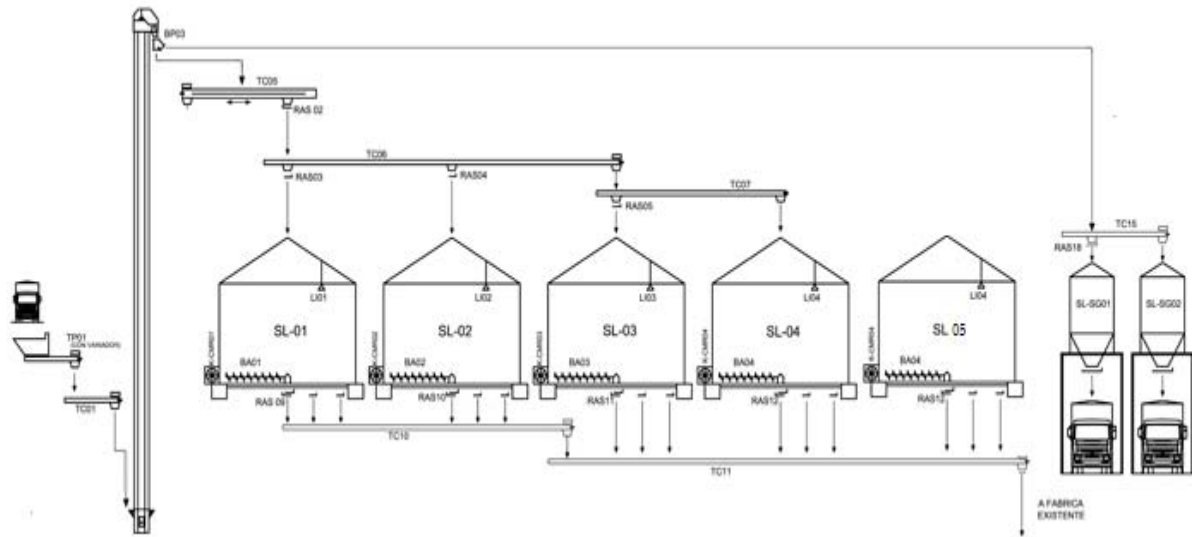
FIGURAS



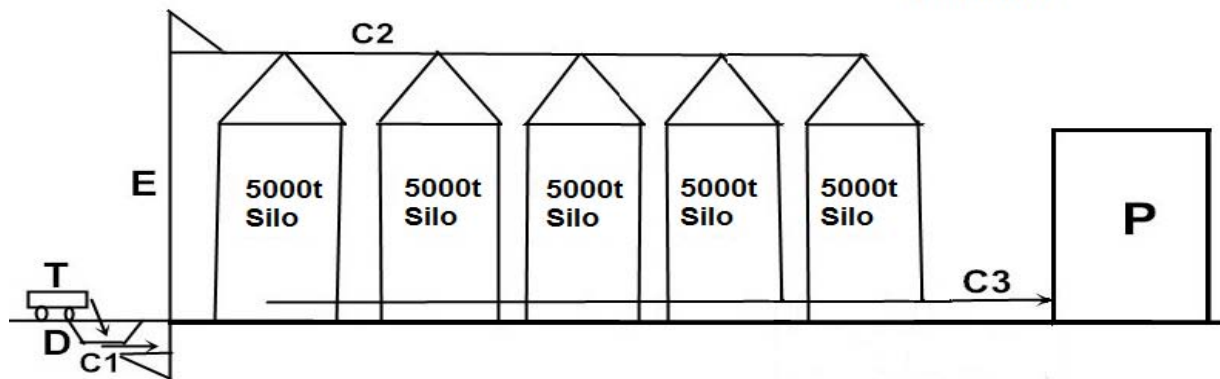
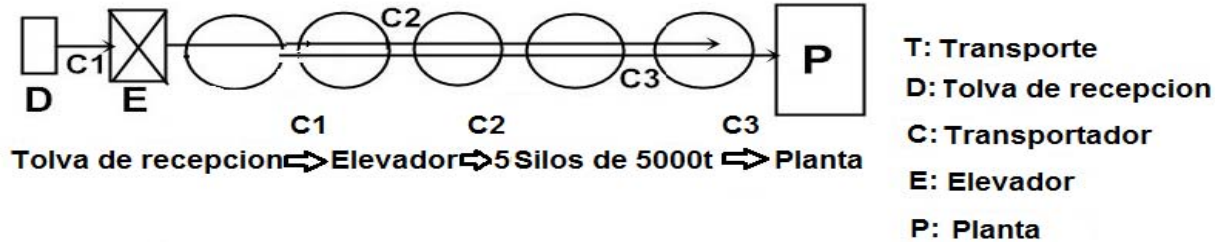
ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERES



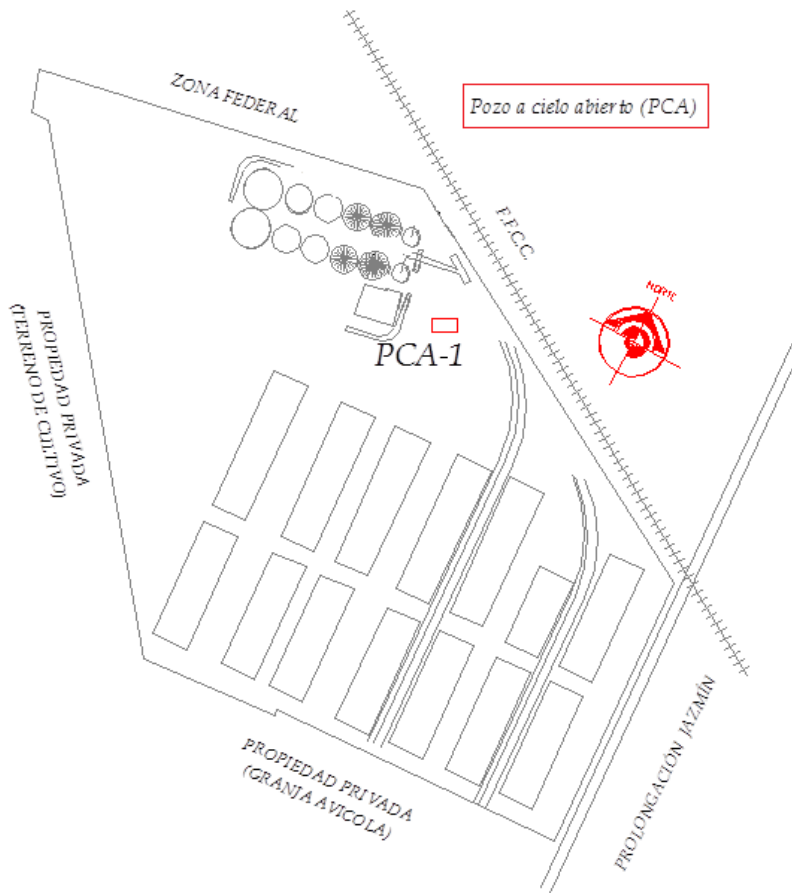
OPERACIÓN DE LOS CILOS DE ALMACENAMIENTO



DISTRIBUCIÓN DE LOS CILOS DE ALMACENAMIENTO



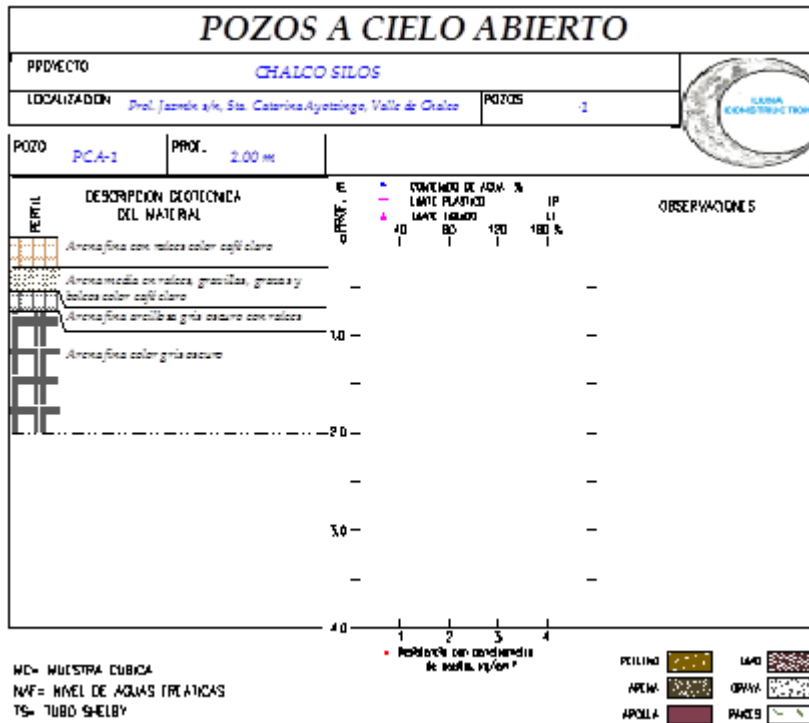
COLINDANCIAS EN VISTA AEREA



POZO A CIELO ABIERTO



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



PERFIL ESTRATIGRAFICO POZO A CIELO ABIERTO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO Facultad De Estudios Superiores Aragón REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: SILO 8 CHALCO		PREFEORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: M OYNO 316		FECHA DE INICIO: 16-Ago-14		FECHA DE TERMINACION: 20-Ago-14		FOJA 1	
LOCALIDAD: EDO. DE MEX.		FECHA DE INICIO: 16-Ago-14		FECHA DE TERMINACION: 20-Ago-14							
SONDEO: SM-1											
N.A.F.: 6.40 mts											

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	45 cm	(cm)	(%)			
1	0.00	0.60	10	18	5	30		TP	Material de Relleno	
2	0.60	1.20	4	17	28			TP	Material de Relleno con Limo arenoso	
3	1.20	1.80	7	14	5	40		TP	Arcilla con escasa arena fina color café obscuro	
4	1.80	2.40	5	11	6	60		TP	Arena fina color gris obscuro, y arenilla con poca arena fina color café	
5	2.40	3.00	4	5	3	40		TP	Arena fina con arena perlítica	
6	3.00	3.60	1	4	5	44		TP	Arena fina con poca arcilla color gris verdoso	
7	3.60	4.20	1	PH	PH	40		TP	Arcilla con lentes de arena fina color café claro	
8	4.20	5.10	SHELBY	A	PREISION	65		SHELBY	Arcilla con lentes de arena fina color café verdoso	
9	5.10	5.70	PH	PH	1	50		TP	Arcilla color café verdoso	
10	5.70	6.30	PH	PH	PH	40		TP	Arcilla con lentes de arena fina color café verdoso	
11	6.30	6.90	PH	PH	1	40		TP	Arcilla color café rojizo	
12	6.90	7.50	PH	PH	PH	50		TP	Arcilla con lentes de arena fina color café rojizo	
13	7.50	8.10	PH	PH	1	25		TP	Arcilla color gris obscuro	
14	8.10	8.70	A	17	8	50		TP	Arcilla con arena fina y perlítica color gris obscuro	
15	8.70	9.30	1	2	2	50		TP	Arcilla con lentes de arena fina color gris verdoso	
16	9.30	10.20	SHELBY	A	PREISION	60		SHELBY	Arcilla con lentes de arena fina color gris verdoso ambos lados	
17	10.20	10.90	2	7	4	30		TP	Arcilla color café verdosa	
18	10.90	11.40	5	8	6	25		TP	Arcilla color café verdosa	
19	11.40	12.00	7	9	6	30		TP	Arena fina con poca arcilla color gris verdosa	
20	12.00	12.60	4	10	3	30		TP	Arcilla con poca arena fina color gris verdoso	
21	12.60	13.20	2	17	50	46		TP	Arcilla con poca gravilla, y arena fina con algunas gravillas color gris verdoso	
22	13.20	13.35	50			15		TP	Limo arenoso color gris obscuro	
-	13.35	13.80		AVANCE		-		BT	Avance con Broca Trisonica	
23	13.80	14.40	8	14	9	40		TP	Arcilla color gris verdosa	
24	14.40	15.00	8	17	11	30		TP	Arcilla color gris verdosa	
25	15.00	15.90	7	19	8	25		TP	Arcilla color gris verdosa	
26	15.90	16.20	4	9	6	25		TP	Arena fina con ceniza volcanica poco arcillosa color gris verdosa	
27	16.20	16.90	11	18	15	35		TP	Arena fina poco arcillosa color gris obscuro	
28	16.90	17.40	8	15	7	33		TP	Arcilla con escasa arena fina color gris obscuro	
29	17.40	18.00	1	14	8	45		TP	Arcilla con escasa arena fina color gris obscuro	
30	18.00	18.60	7	13	9	32		TP	Arcilla con escasa arena fina color gris obscuro	

OPERADOR: FERRNANDO	OPERADOR: FERRNANDO
SUPERVISOR: INO RIVERO VANDI	SUPERVISOR: INO RIVERO VANDI

REGISTRO DE EXPLORACIÓN A LOS 18MTS



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO Facultad De Estudios Superiores Aragón REGISTRO DE EXPLORACION

Numero Muestra		Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance			
31	18.60	19.20	43	49	34	46			TP	Arena limosa color gris verdosa	
32	19.20	19.80	15	43	27	30			TP	Arena limosa color gris verdosa	
33	19.80	20.10	15	50/15		23			TP	Arena limosa con arcillas color gris verdosa	
-	20.10	20.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
34	20.40	20.70	43	50/15		20			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	20.70	21.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
35	21.00	21.30	13	50/15		23			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	21.30	21.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
36	21.60	21.90	30	50/15		21			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	21.90	22.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
37	22.20	22.60	21	36	5	40			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
38	22.80	23.15	14	50/20		23			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	23.15	23.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
39	23.40	23.70	10	50/15		30			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	23.70	24.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
40	24.00	24.15	50/15			15			TP	Limo arenoso color gris verdoso	
-	24.15	24.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM	24.60	24.70	50/10			5R			TP	Sin recuperación de muestras	
-	24.70	25.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM	25.20	25.30	43	50/15		5R			TP	Sin recuperación de muestras	
-	25.30	25.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
41	25.80	26.10	10	50/20		15			TP	Limo color café claro	
-	26.10	26.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
SM	26.40	26.60	10	50/10		5R			TP	Sin recuperación de muestras	
-	26.60	27.00		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
42	27.00	27.33	20/15			13			TP	Limo color café claro	
-	27.15	27.60		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
43	27.60	27.85	15	50/10		13			TP	Limo color café claro	
-	27.85	28.20		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
44	28.20	28.35	10	50/5		10			TP	Limo color café claro	
-	28.35	28.80		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
42	28.80	28.95	20/10			8			TP	Limo color café claro	
-	28.90	29.40		AVANCE		-			BT	Avance con Broca Triconica	
46	29.40	29.45	50/5			9			TP	Limo cementado color café claro	
FIN DEL		SONDEO	A LOS	30.33MTS.							

SE ENVIARON
10. SIN RECUPERACION DE MUESTRAS
10A. FUE CONSIDERADO

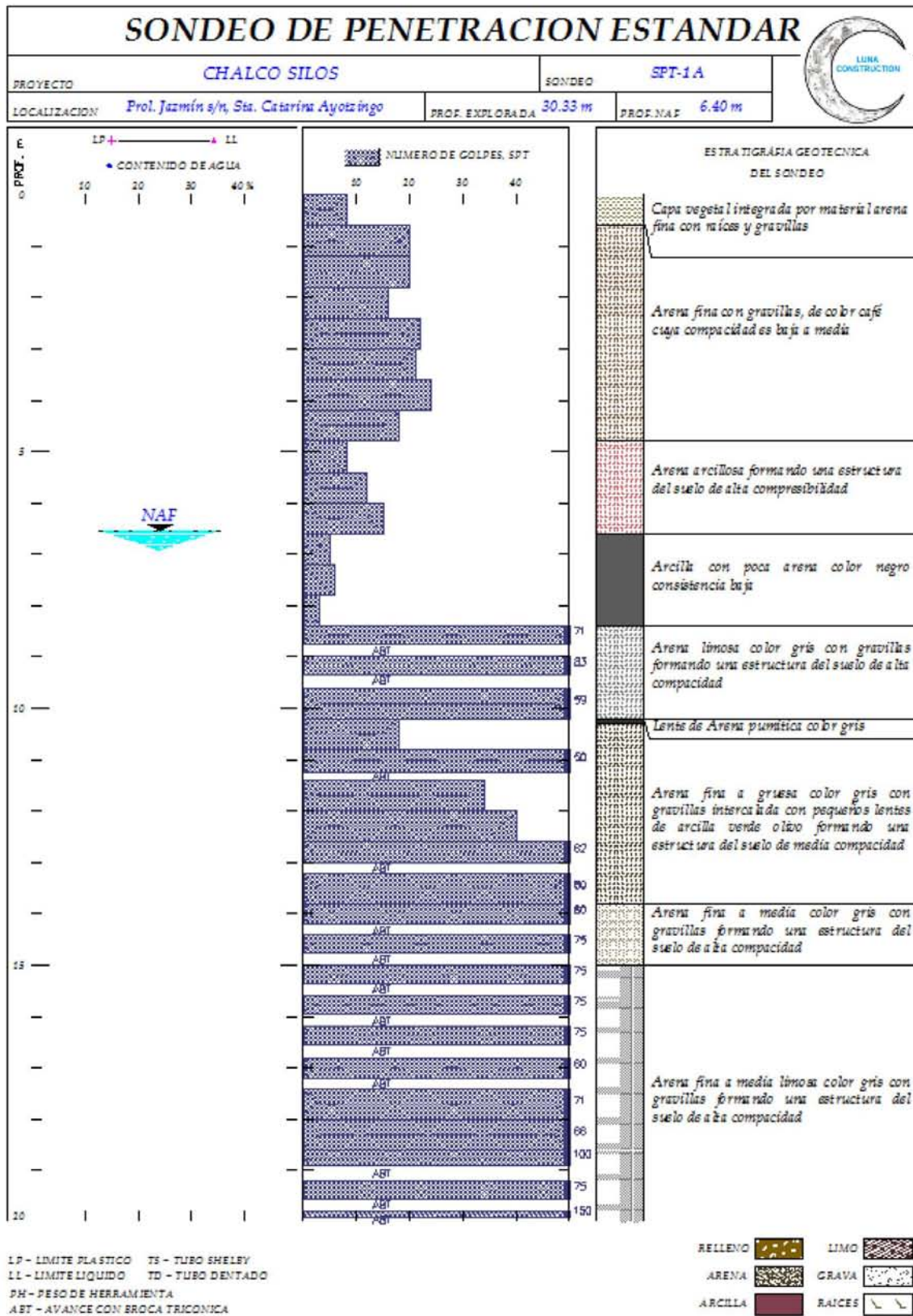
OBSERVACION:

Operador: FERNANDO
Supervisor: ING. RENE OVANDO

REGISTRO DE EXPLORACIÓN A LOS 30.33MTS

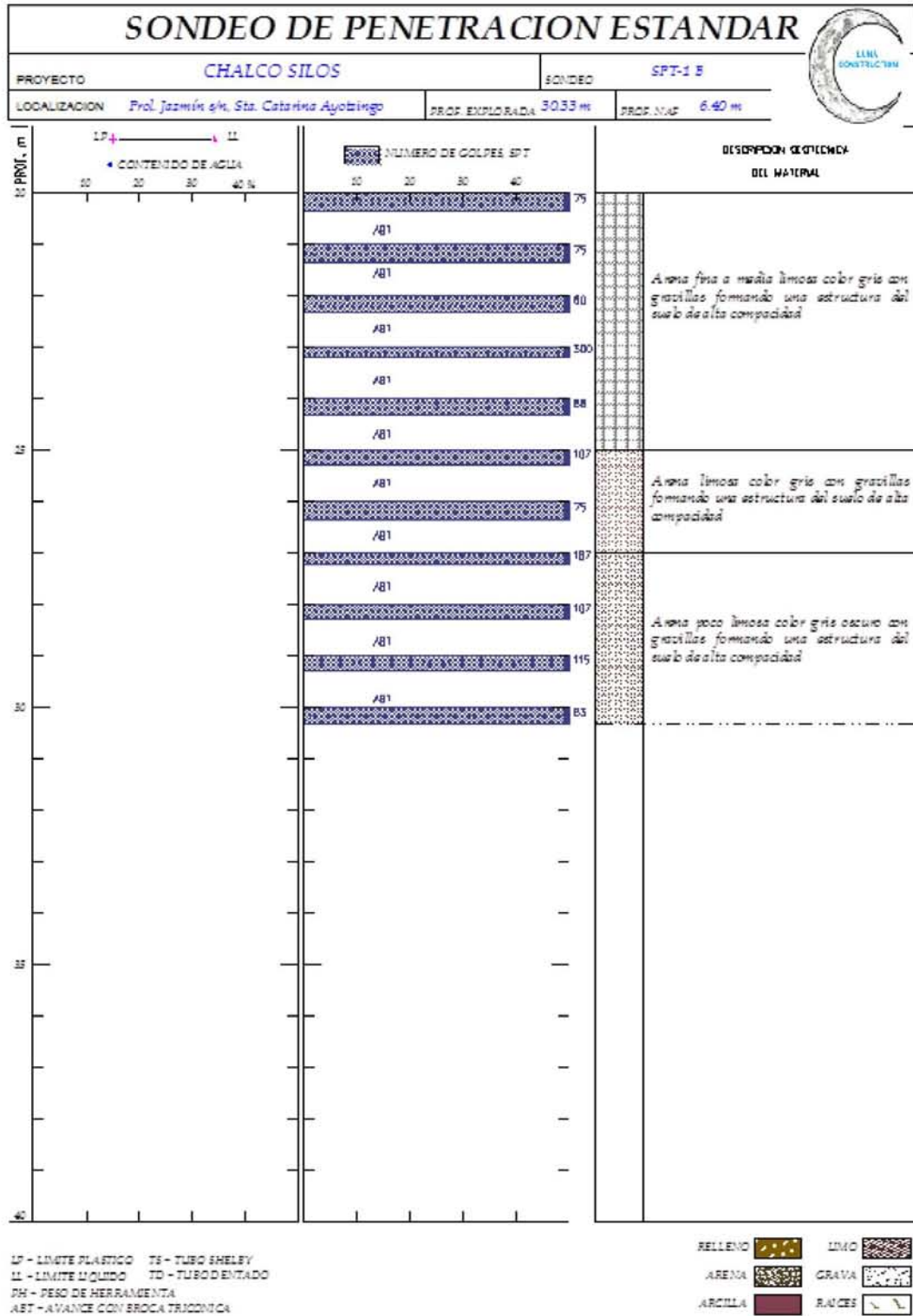


ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN





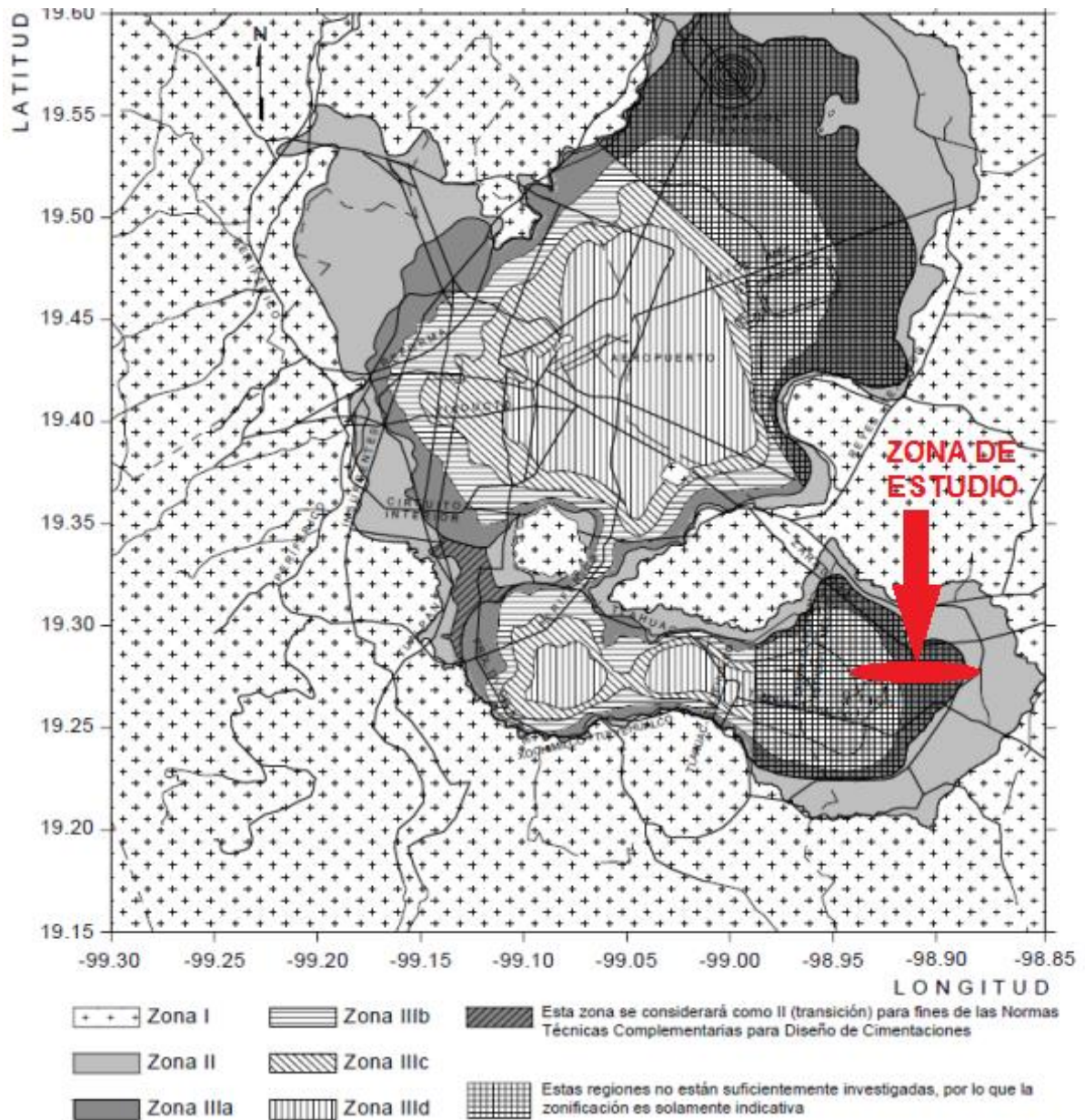
ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



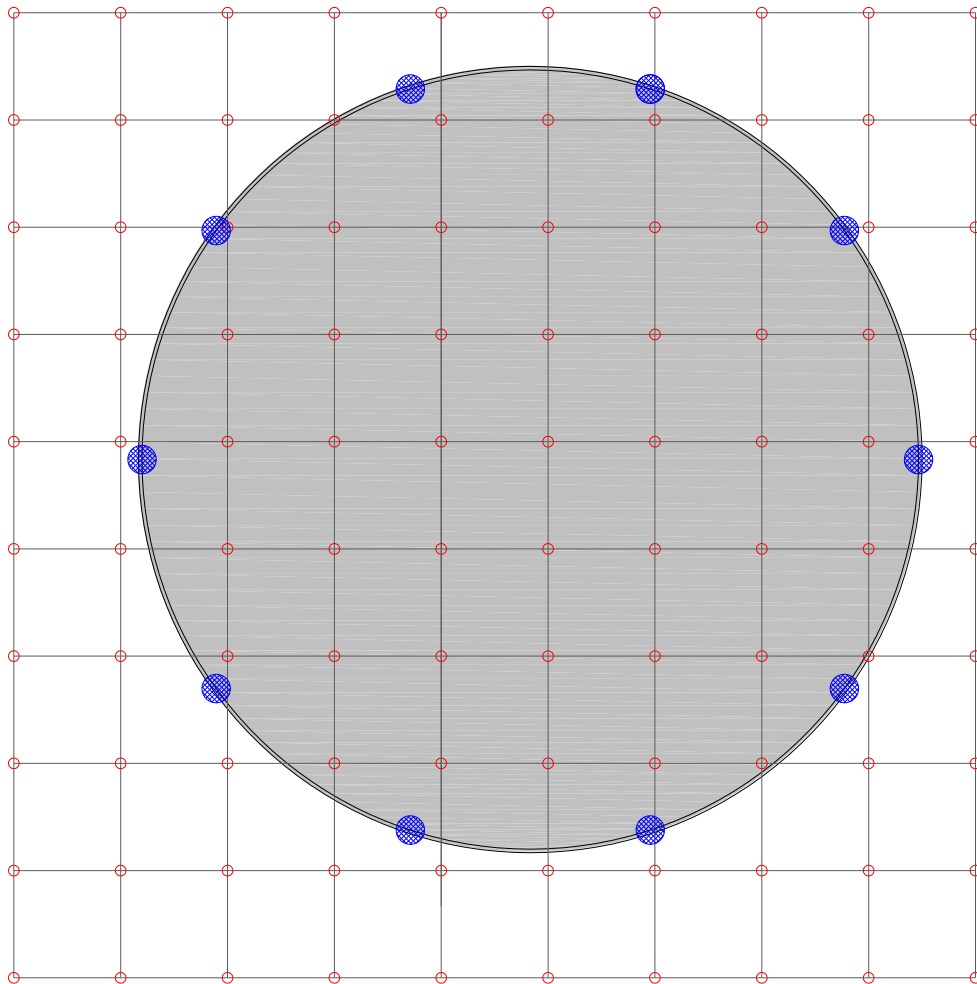
SONDEO DE PENETRACIÓN ESTANDAR



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE MÉXICO



- *Pilas de 80 cm de diametro*
- *Inclusiones de 30 cm de diametro*

DISTRIBUCIÓN DE INCLUSIONES EN UN SILO



ANEXO 1

REPORTE FOTOGRAFICO



EN LA IMAGEN SE PUEDE APRECIARA LAS CONDICIONES ACTUALES DEL PREDIO.



EL PREDIO SE ENCUENTRA EN SU TOTALIDAD CUBIERTO POR MALEZA.

IMAGEN DEL ACCESO AL PREDIO, EL CUAL SE ENCUENTRA EN LA ZONA NOR-ORIENTE.



VISTA DE LAS CONDICIONES ACTUALES DEL PREDIO.



CAMINO DE TERRACERÍA DEL PREDIO EL CUAL SE LOCALIZA EN LA COLINDANCIA NORTE DEL PREDIO.



VISTA DE LA MALLA QUE DELIMITA AL PREDIO EN SU COLINDANCIA NORTE.



COLINDANCIA PONIENTE DEL PREDIO, EL CUAL SE ENCUENTRA DELIMITADO POR ARBOLES.



MOMENTOS EN QUE LA MAQUINA ROTATORIA LONG-YEAR ES BAJADA DEL CAMIÓN PARA SER COLOCADA EN



EN LA IMAGEN SE PUEDE VER EL INICIO DE LA PERFORACIÓN PARA EL SONDEO MIXTO, LA CUAL SE REALIZA CON EL TUBO



SECCIONAMIENTO EN LA TUBERÍA PARA VERIFICAR EL NUMERO DE GOLPES QUE Oponen LOS MATERIALES EN LOS 60CM PENETRADOS.



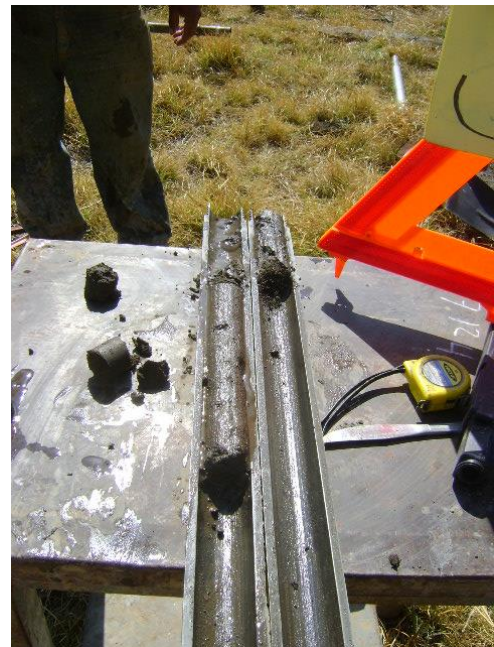
OBTENCIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS CON EL TUBO PARTIDO.



BROCA TICÓNICA, LA CUAL REALIZA EL AVANCE EN LA PERFORACIÓN.



IMAGEN DE MUESTRA ALTERADA OBTENIDA CON TUBO PARTIDO, PREVIO A SER EMPACADAS PARA SU TRASLADO AL LABORATORIO CENTRAL.





VISTA DEL MUESTREADOR DE PARED DELGADA (SHELBY), PREVIO A SER HINCADO A PRESIÓN PARA LA OBTENCIÓN DE UNA MUESTRA INALTERADA.



MOMENTOS EN QUE EL TUBO SHELBY ES EXTRAÍDO CON LA MUESTRA OBTENIDA.



TUBO SHELBY UNA VEZ QUE ES PROTEGIDO PARA SER ENVIADO AL LABORATORIO CENTRAL



TRABAJOS DE EXCAVACIÓN PARA LA ELABORACIÓN DEL POZO A CIELO ABIERTO, DENOMINADO PCA-1.



VISTA DE LA CAPA VEGETAL PREDOMINANTE EN EL SITIO.



EN LA IMAGEN SE APRECIA LA ESTRATIGRAFÍA PROPIA DEL SITIO, LA CUAL SE ENCUENTRA CONSTITUIDA EN SUS PRIMEROS METROS POR UNA ARENA LIMOSA.



ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **AYOTZINGO**

SONDEO: **MIXTO - 1**

FECHA: _____

23 de dic de 09

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+I gr.	Ws+I gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
1	0.00 0.60	584	3.50	79.80	77.20	3.53		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON RAICILLAS
2	0.60 1.20	527	3.50	81.30	76.30	6.87		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ALGUNAS GRAVILLAS
3	1.20 1.80	599	3.70	84.00	75.60	11.68		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
4	1.80 2.40	503	3.50	77.80	70.20	11.39		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
5	2.40 3.00	667	3.50	88.90	77.20	15.88		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
6	3.00 3.60	582	3.60	88.70	60.00	50.89		LIMO CAFE OSCURO
7	3.60 4.20	553	3.50	87.40	78.70	11.57		ARENA FINA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
8	4.20 4.80	513	3.50	96.50	73.70	32.48		LIMO POCO ARCILLOSO CAFE GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
9	4.80 5.40	666	3.50	83.80	63.80	33.17		LIMO ARENOSO FINO CAFE GRISACEO OSCURO
10	5.40 6.00	635	3.60	87.80	61.20	46.18		LIMO CAFE GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
11 UNICO	6.55 6.80	634	3.60	105.20	57.60	88.15		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
12	6.80 7.40	545	3.50	52.10	21.50	170.00		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
13	7.40 8.00	651	3.50	70.50	42.00	74.03		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
14	8.00 8.30	656	3.50	60.90	40.20	56.40		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA

MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM FES ARAGON

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **AYOTZINGO**

SONDEO: **MIXTO - 1**

FECHA: _____

23 de dic de 09

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+I gr.	Ws+I gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
15	8.60 9.00	609	3.50	109.00	83.70	31.55		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA GRI
16	9.20 9.80	618	3.50	103.40	89.10	16.71		LIMO ARENOSO FINO GRIS OSCURO
17	9.80 10.09	341	3.50	105.90	87.60	21.76		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
18	10.40 11.00	568	3.70	93.60	79.20	19.07		LIMO CAFE GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
19	11.00 11.60	660	3.50	95.30	74.50	29.30		LIMO ARENOSO FINO CAFE GRISACEO OSCURO
20 - 1	11.62 11.81	594	3.40	128.70	108.90	18.77		LIMO ARENOSO FINO GRIS OSCURO
20 - 2	11.81 12.00	389	3.60	113.00	83.20	37.44		ARCILLA POCO LIMOSA CAFE GRISACEO OSCURO
21	12.00 12.60	578	3.70	63.90	50.00	30.02		LIMO CAFE GRISACEO OBSURO CON ESCASA ARENA FINA
22	12.60 13.05	129	3.60	93.60	78.10	20.81		LIMO ARENOSO FINO GRIS OSCURO
23	13.20 13.62	576	3.70	88.50	73.40	21.66		ARENA FINA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
24	13.80 14.10	544	3.50	111.70	95.90	17.10		ARENA FINA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
25	14.40 14.83	612	3.60	95.90	78.30	23.56		LIMO ARENOSO FINO CAFE GRISACEO OSCURO
26	15.00 15.37	414	3.60	90.50	74.90	21.88		LIMO ARENOSO FINO CAFE GRISACEO OSCURO
27	15.60 16.20	591	3.60	93.40	79.90	17.69		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA GRIS OBSURO CON POCOS FINOS D4E LIMO NO COHESIVO
28	16.20 16.80	548	3.50	78.00	51.10	56.51		ARCILLA POCO LIMOSA CAFE OSCURO CON POCA ARENA FINA



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: AYOTZINGO
SONDEO: MIXTO - 1 FECHA: 23 de dic de 09

Muestra N°	Profundidad m	Tara N°	tara gr.	W _{h+t} gr.	W _{s+t} gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
29	16.80 17.07	547	3.50	87.80	73.30	20.77		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO
30	17.40 17.51	607	3.60	59.10	48.70	23.06		ARENA FINA Y MEDIA GRIS OSCURO ON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
31	18.00 18.23	296	3.60	94.30	75.30	26.50		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO OSCURO
32	18.60 18.95	608	3.50	73.90	57.90	29.41		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO OSCURO
33	19.20 19.50	646	3.40	78.60	64.90	22.28		ARENA FINA Y MEDIA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
34	19.80 20.23	609	3.50	68.00	50.50	37.23		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
		604	3.50	105.50	87.40	21.57		ARENA FINA Y MEDIA GRIS OSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO

MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: AYOTZINGO
SONDEO: PCA - 1 FECHA: 1 de ene de 10

Muestra N°	Profundidad m	Tara N°	tara gr.	W _{h+t} gr.	W _{s+t} gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
BOLSA	0.00 0.70	269	3.40	89.70	87.40	2.74		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON RAICILLAS Y POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
BOLSA	0.70 2.05	635	3.60	92.40	87.60	5.71		ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA GRIS OSCURO CON GRAVAS HASTA 2"
BOLSA	2.05 2.35	525	3.50	109.50	83.80	32.00		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ OSCURO



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: AYOTZINGO
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 11 UNICO PROF.: 6.53-6.80 m.
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFE OBSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
30	115	13.80	7.96	2.30	103.18
23	4	13.50	7.70	2.20	105.45
16	146	14.40	8.00	2.10	108.47
11	136	12.90	7.26	2.20	111.46

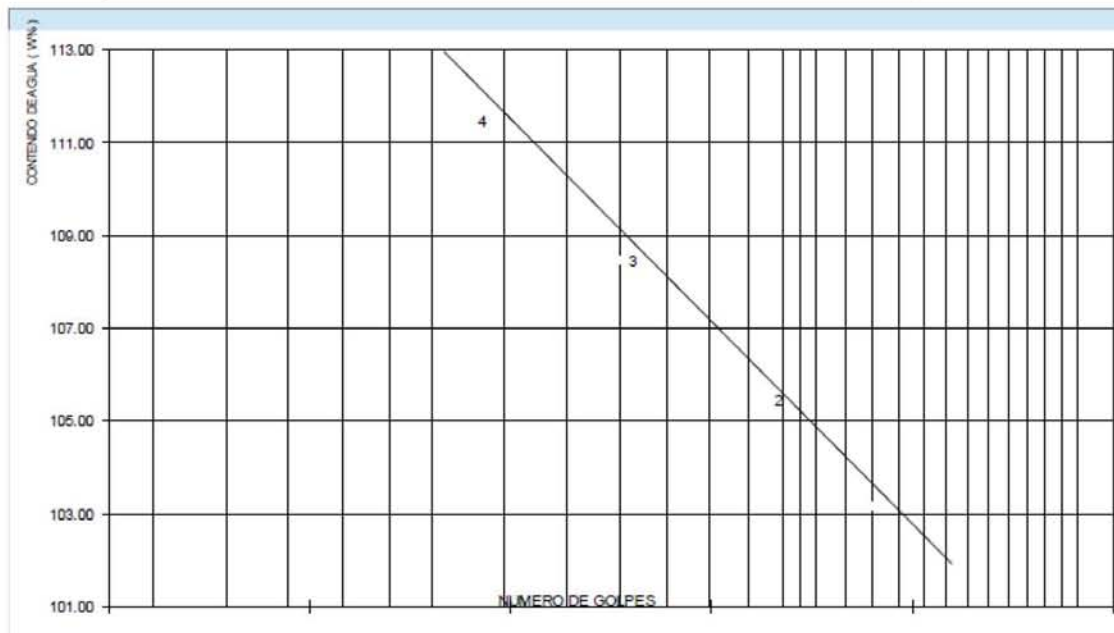
LIMITE PLASTICO

	55	6.40	5.40	2.80	38.46
	56	6.80	5.70	2.80	37.93

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

LL.	LP.	I.P.	S.U.C.S
104.95	38.20	66.75	OH-MH





ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: AYOTZINGO
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 20-2 PROF.: 11.81-12.00 m.
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
37	109	16.50	13.25	2.30	29.68
29	132	16.70	13.32	2.10	30.12
21	10	15.60	12.45	2.20	30.73
14	143	16.00	12.70	2.20	31.43

LIMITE PLASTICO

	62	6.50	6.00	2.80	15.63
	69	6.60	6.10	2.80	15.15

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec. inic.	lec. final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
30.45	15.39	15.06	CL





ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM

FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

PROYECTO: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

FECHA:

MUESTRA: 11 UNICO

CONSTANTE: 0.175

PROFUND.: 6.55-6.80

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.78	cm	Wo=	145.70	gr
dm=	3.78	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.77	cm	Wt+sh=	148.10	gr
d prom.=	3.78	cm	Wt+ss=	80.10	gr
h1=	9.23	cm	Ss=	2.52	
h2=	9.23	cm	W(%)=	87.63	
h prom.=	9.23	cm	pvhi=	1.408	ton/m ³
Ao=	11.212	cm ²	pvhf=	1.407	ton/m ³
Vo=	103.489	cm ³	pvs=	0.750	ton/m ³
ei=	2.358		Gi=	93.63	(%)
ef=	2.361		Wi=	87.76	(%)
si=	93.68	(%)	Wf=	87.63	(%)
sf=	93.54	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.2122	0.0000
10	2.00	0.3500	0.1667	11.2309	0.0312
20	4.00	0.7000	0.3334	11.2497	0.0622
30	6.00	1.0500	0.5001	11.2685	0.0932
40	8.00	1.4000	0.6668	11.2875	0.1240
50	11.00	1.9250	0.8335	11.3064	0.1703
60	15.00	2.6250	1.0002	11.3255	0.2318
80	20.00	3.5000	1.3336	11.3637	0.3080
100	28.00	4.9000	1.6670	11.4023	0.4297
120	38.00	6.6500	2.0004	11.4411	0.5812
150	48.00	8.4000	2.5005	11.4997	0.7305
180	56.00	9.8000	3.0006	11.5590	0.8478
240	61.00	10.6750	4.0008	11.6795	0.9140
245	60.00	10.5000	4.0842	11.6896	0.8982
250	59.00	10.3250	4.1675	11.6998	0.8825
					0.9140



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM

FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 11 UNICO

PROFUND.: 6.55-6.80

PRESION:		0.50 kg/cm ²	
ds=	3.80 cm	Wo=	146.10 gr
dm=	3.80 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.80 cm	Wt+sh=	148.50 gr
d prom =	3.80 cm	Wt+ss=	80.30 gr
h1=	9.23 cm	Ss=	2.52
h2=	9.23 cm	W(%)=	87.66
h prom =	9.23 cm	pvhi=	1.396 ton/m ³
Ao=	11.341 cm ²	pvhf=	1.395 ton/m ³
Vo=	104.679 cm ³	pvs=	0.744 ton/m ³
ei=	2.388	Gi=	92.49 (%)
ef=	2.391	Wi=	87.79 (%)
si=	92.540 (%)	Wf=	87.66 (%)
sf=	92.405 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.3411	0.0000
10	3.00	0.5250	0.1667	11.3601	0.0462
20	6.00	1.0500	0.3334	11.3791	0.0923
30	9.00	1.5750	0.5001	11.3982	0.1382
40	12.00	2.1000	0.6668	11.4173	0.1839
50	16.00	2.8000	0.8335	11.4365	0.2448
60	20.00	3.5000	1.0002	11.4557	0.3055
80	28.00	4.9000	1.3336	11.4944	0.4263
100	36.00	6.3000	1.6670	11.5334	0.5462
120	44.00	7.7000	2.0004	11.5726	0.6654
150	52.00	9.1000	2.5005	11.6320	0.7823
180	58.00	10.1500	3.0006	11.6920	0.8681
240	64.00	11.2000	4.0008	11.8138	0.9480
245	63.00	11.0250	4.0842	11.8241	0.9324
250	62.00	10.8500	4.1675	11.8343	0.9168

0.9480



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM

FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 11 UNICO

PROFUND.: 6.55-6.80

PRESION: 1.00 kg/cm ²			
ds=	3.83 cm	Wo=	147.00 gr
dm=	3.83 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.83 cm	Wt+sh=	149.40 gr
d prom.=	3.83 cm	Wt+ss=	80.80 gr
h1=	9.23 cm	Ss=	2.52
h2=	9.23 cm	W(%)=	87.61
h prom.=	9.23 cm	pvhi=	1.382 ton/m ³
Ao=	11.521 cm ²	pvhf=	1.381 ton/m ³
Vo=	106.338 cm ³	pvs=	0.737 ton/m ³
ei=	2.420	Gi=	91.23 (%)
ef=	2.422	Wi=	87.74 (%)
si=	91.275 (%)	Wf=	87.61 (%)
sf=	91.143 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5209	0.0000
10	4.00	0.7000	0.1667	11.5402	0.0607
20	8.00	1.4000	0.3334	11.5595	0.1211
30	12.00	2.1000	0.5001	11.5788	0.1814
40	16.00	2.8000	0.6668	11.5983	0.2414
50	20.00	3.5000	0.8335	11.6178	0.3013
60	26.00	4.5500	1.0002	11.6373	0.3910
80	34.00	5.9500	1.3336	11.6766	0.5096
100	40.00	7.0000	1.6670	11.7162	0.5975
120	46.00	8.0500	2.0004	11.7561	0.6848
150	53.00	9.2750	2.5005	11.8164	0.7849
180	60.00	10.5000	3.0006	11.8773	0.8840
240	68.00	11.9000	4.0008	12.0011	0.9916
245	67.00	11.7250	4.0842	12.0115	0.9761
250	66.00	11.5500	4.1675	12.0219	0.9607

0.9916



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G. UNAM FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

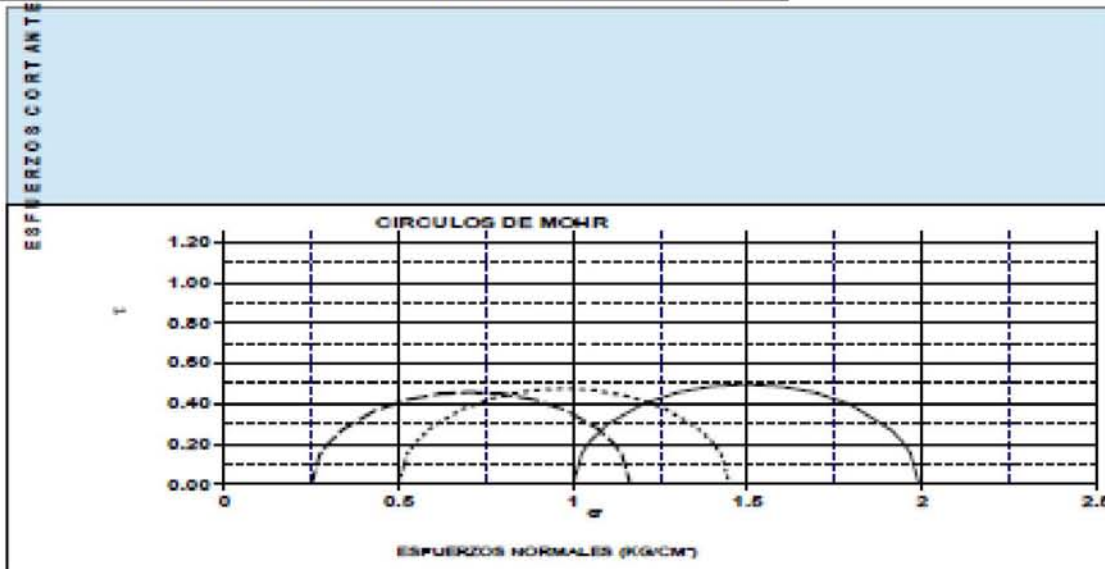
OERA: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 11 UNICO PROF.: 6.55-6.80

DESCRIPCION DEL SUELO :
ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGROSCO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wf=
1	0.25	0.91	1.408	93.6	2.358	2.52	87.76%
2	0.50	0.95	1.396	92.5	2.388	87.63%	87.63%
3	1.00	0.99	1.382	91.2	2.420	92.45%	92.36%
DATOS FINALES						PVN=	1.395 ton/m ³
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.394 ton/m ³
1	0.25	2.361	93.542	87.63	1.407	ei=	2.39
2	0.50	2.391	92.405	87.66	1.395	ef=	2.39
3	1.00	2.422	91.143	87.61	1.381		



C= _____ kg/cm²
 ϕ = _____ grados
 E= _____ kg/cm²
 μ = 0.45



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM

FES ARAGON

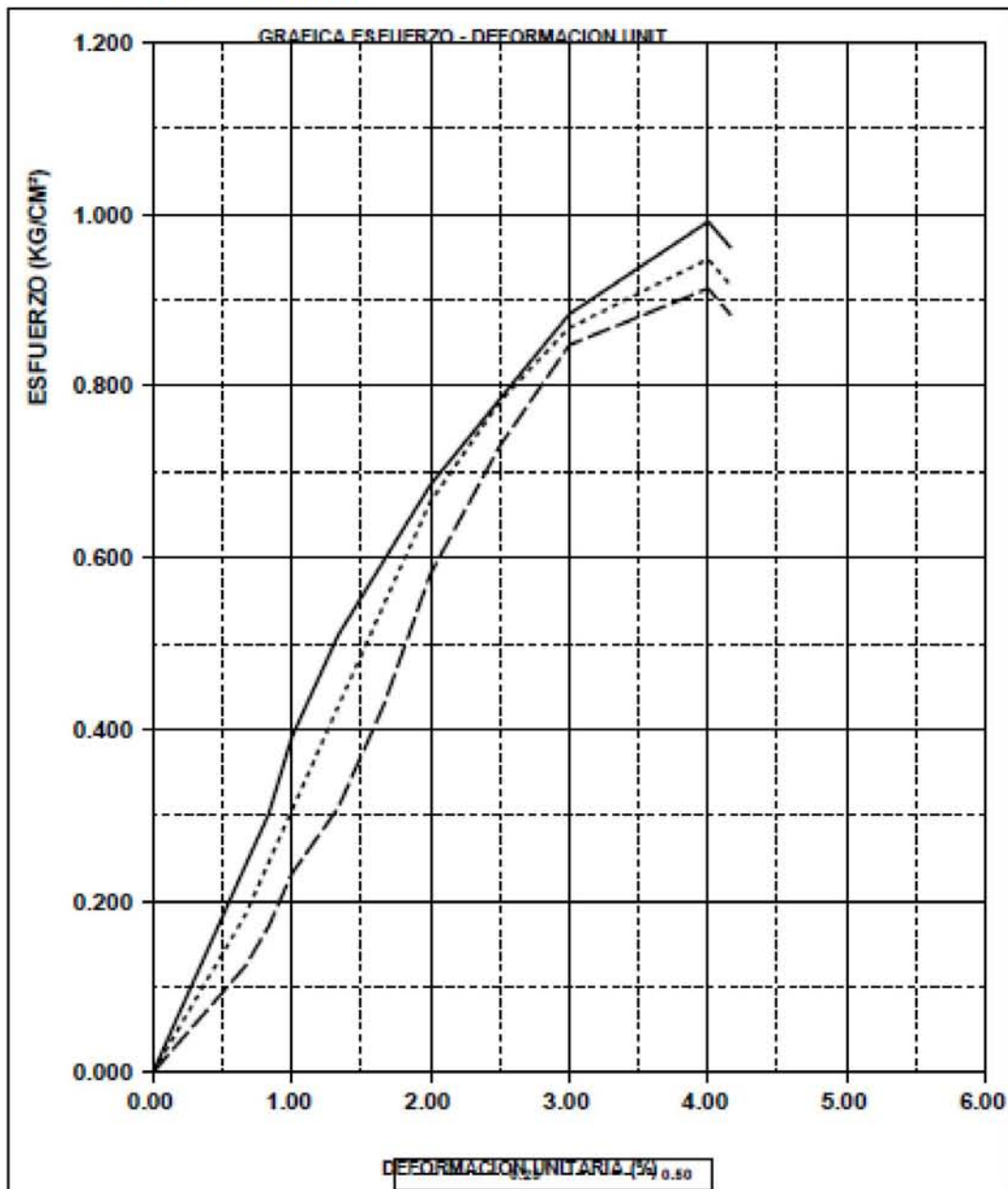
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 11 UNICO

PROF: 6.55-6.80





ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO

PROYECTO: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 20-2

PROFUND.: 11.81-12.00

OPERADOR: JE

FECHA:

CONSTANTE: 0.175

PRESION: 0.25 kg/cm²

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.77	cm	Wo=	178.40	gr
dm=	3.76	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.76	cm	Wt+sh=	180.80	gr
d prom.=	3.76	cm	Wt+ss=	132.40	gr
h1=	9.01	cm	Ss=	2.52	
h2=	9.01	cm	W(%)=	37.26	
h prom.=	9.01	cm	pvhi=	1.782	ton/m ³
Ao=	11.113	cm ²	pvhf=	1.781	ton/m ³
Vo=	100.133	cm ³	pvs=	1.298	ton/m ³
ei=	0.941		Gi=	99.73	(%)
ef=	0.943		Wi=	37.34	(%)
si=	99.83	(%)	Wf=	37.26	(%)
sf=	99.62	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.1135	0.0000
10	0.60	0.1050	0.1667	11.1320	0.0094
20	1.20	0.2100	0.3334	11.1507	0.0188
30	1.80	0.3150	0.5001	11.1693	0.0282
40	2.40	0.4200	0.6668	11.1881	0.0375
50	3.00	0.5250	0.8335	11.2069	0.0468
60	4.00	0.7000	1.0002	11.2258	0.0624
80	5.00	0.8750	1.3336	11.2637	0.0777
100	7.00	1.2250	1.6670	11.3019	0.1084
120	9.00	1.5750	2.0004	11.3403	0.1389
150	12.00	2.1000	2.5005	11.3985	0.1842
180	15.00	2.6250	3.0006	11.4573	0.2291
240	25.00	4.3750	4.0008	11.5766	0.3779
300	40.00	7.0000	5.0010	11.6985	0.5984
360	58.00	10.1500	6.0012	11.8230	0.8585
420	74.00	12.9500	7.0014	11.9502	1.0837
425	73.00	12.7750	7.0848	11.9609	1.0681
430	71.00	12.4250	7.1681	11.9716	1.0379
					1.0837



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM

FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 20-2

PROFUND.: 11.81-12.00

PRESION: 0.50 kg/cm ²					
ds=	3.77 cm	Wo=	179.20 gr		
dm=	3.77 cm	Wt=	2.50 gr		
di=	3.76 cm	Wt+sh=	181.60 gr		
d prom.=	3.77 cm	Wt+ss=	133.00 gr		
h1=	9.01 cm	Ss=	2.52		
h2=	9.01 cm	W(%)=	37.24		
h prom.=	9.01 cm	pvhi=	1.783 ton/m ³		
Ao=	11.153 cm ²	pvhf=	1.782 ton/m ³		
Vo=	100.488 cm ³	pvs=	1.299 ton/m ³		
ei=	0.939	Gi=	99.91 (%)		
ef=	0.940	Wi=	37.32 (%)		
si=	99.996 (%)	Wf=	37.24 (%)		
sf=	99.790 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.1529	0.0000
10	0.80	0.1400	0.1667	11.1715	0.0125
20	1.60	0.2800	0.3334	11.1902	0.0250
30	2.40	0.4200	0.5001	11.2090	0.0375
40	3.20	0.5600	0.6668	11.2278	0.0499
50	4.00	0.7000	0.8335	11.2467	0.0622
60	5.00	0.8750	1.0002	11.2656	0.0777
80	7.00	1.2250	1.3336	11.3037	0.1084
100	9.00	1.5750	1.6670	11.3420	0.1389
120	11.00	1.9250	2.0004	11.3806	0.1691
150	14.00	2.4500	2.5005	11.4389	0.2142
180	18.00	3.1500	3.0006	11.4979	0.2740
240	28.00	4.9000	4.0008	11.6177	0.4218
300	48.00	8.4000	5.0010	11.7400	0.7155
360	66.00	11.5500	6.0012	11.8650	0.9735
420	80.00	14.0000	7.0014	11.9926	1.1674
425	79.00	13.8250	7.0848	12.0033	1.1518
430	76.00	13.3000	7.1681	12.0141	1.1070

1.1674



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.

UNAM

FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: AYOTZINGO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 20-2

PROFUND.: 11.81-12.00

PRESION:	1.00 kg/cm²		
ds=	3.78 cm	Wo=	180.00 gr
dm=	3.78 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.77 cm	Wt+sh=	182.40 gr
d prom.=	3.78 cm	Wt+ss=	133.60 gr
h1=	9.01 cm	Ss=	2.52
h2=	9.01 cm	W(%)=	37.22
h prom.=	9.01 cm	pvhi=	1.782 ton/m ³
Ao=	11.212 cm ²	pvhf=	1.781 ton/m ³
Vo=	101.022 cm ³	pvs=	1.298 ton/m ³
ei=	0.941	Gi=	99.71 (%)
ef=	0.942	Wi=	37.30 (%)
si=	99.800 (%)	Wf=	37.22 (%)
sf=	99.596 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.2122	0.0000
10	1.00	0.1750	0.1667	11.2309	0.0156
20	2.00	0.3500	0.3334	11.2497	0.0311
30	3.00	0.5250	0.5001	11.2685	0.0466
40	4.00	0.7000	0.6668	11.2875	0.0620
50	5.00	0.8750	0.8335	11.3064	0.0774
60	6.00	1.0500	1.0002	11.3255	0.0927
80	8.00	1.4000	1.3336	11.3637	0.1232
100	10.00	1.7500	1.6670	11.4023	0.1535
120	12.00	2.1000	2.0004	11.4411	0.1835
150	16.00	2.8000	2.5005	11.4997	0.2435
180	22.00	3.8500	3.0006	11.5590	0.3331
240	36.00	6.3000	4.0008	11.6795	0.5394
300	54.00	9.4500	5.0010	11.8024	0.8007
360	69.00	12.0750	6.0012	11.9280	1.0123
420	84.00	14.7000	7.0014	12.0563	1.2193
425	83.00	14.5250	7.0848	12.0671	1.2037
430	81.00	14.1750	7.1681	12.0779	1.1736

1.2193



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



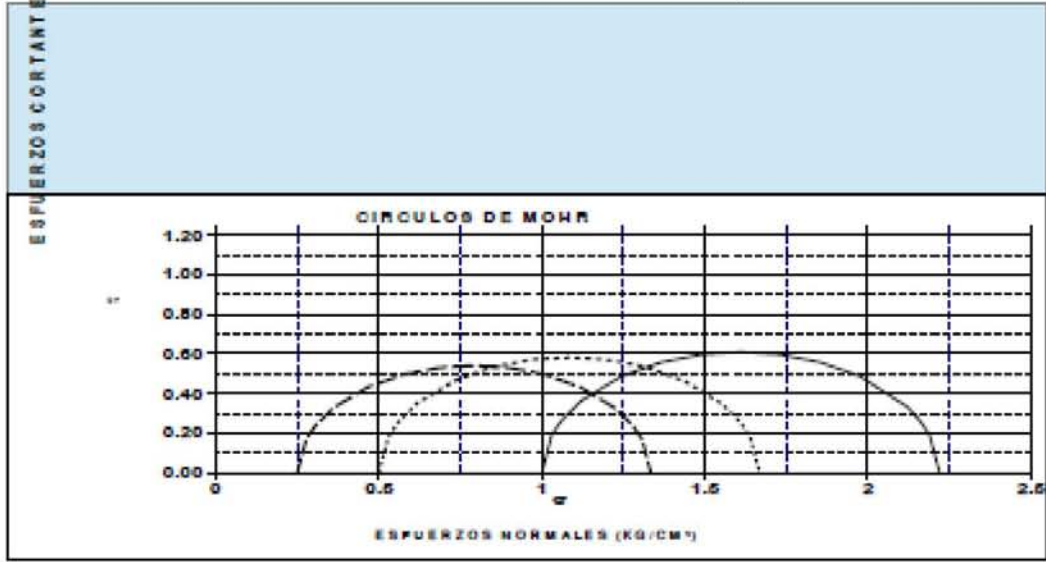
MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: AYOTZINGO
SONDEO: SM-1
MUESTRA: 20-2 PROF.: 11.81-12.00

DESCRIPCION DEL SUELO :
ARCILLA POCO LIMOSA CAPÉ GRISACBO OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.52
1	0.25	1.08	1.782	99.7	0.941	wl=	37.32 %
2	0.50	1.17	1.783	99.9	0.939	wf=	37.24 %
3	1.00	1.22	1.782	99.7	0.941	Gw=	99.78 %
						Gwf=	99.67 %
						PVN=	1.782 ton/m ³
						PVF=	1.781 ton/m ³
						el=	0.94
						ef=	0.94
DATOS FINALES							
		ef	Gwf	wf	pvhf		
σ ₁	0.25	0.943	99.619	37.26	1.781		
σ ₂	0.50	0.940	99.790	37.24	1.782		
σ ₃	1.00	0.942	99.596	37.22	1.781		



C= _____ kg/cm²
 Ø= _____ grados
 E= _____ kg/cm²
 μ= 0.45

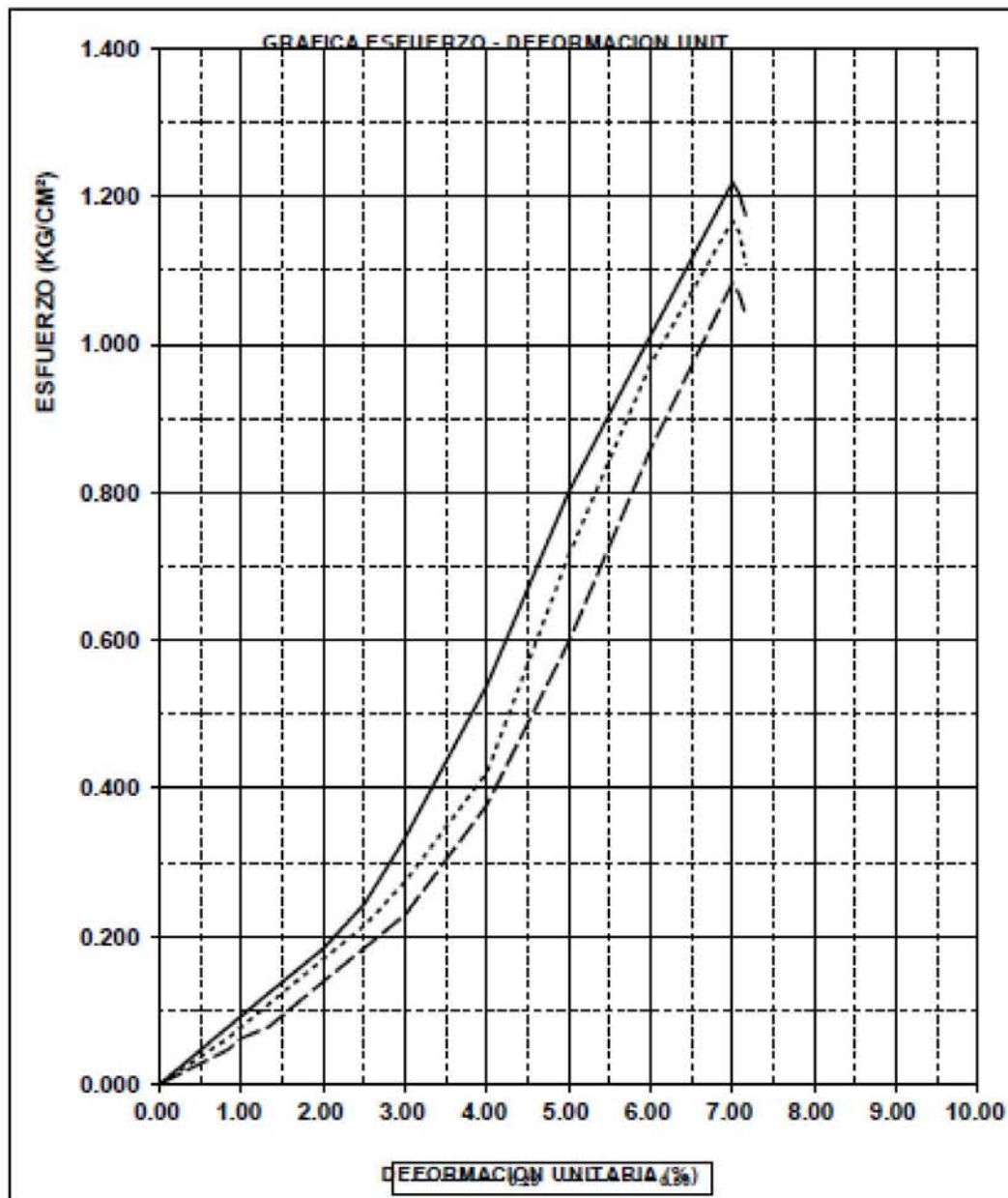


ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



MECANICA DE SUELOS A. G.
UNAM FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU
OBRA: AYOTZINGO
SONDEO: SM-1 MUESTRA: 20-2
PROF: 11.81-12.00





ANEXO III

ESPECIFICACIONES

PAVIMENTOS FLEXIBLES



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS DE TIPO FLEXIBLE

1. NIVELES

Se harán excavaciones o se construirán rellenos para que la subrasante tenga los niveles indicados en el proyecto.

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica, deberá hacerse un despalme mínimo de 30 cm. A continuación se compactará el material hasta alcanzar un grado de compactación de 90% con respecto a la prueba próctor estándar. **El material producto del despalme será desechado.**

2. MATERIALES

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para terracerías, sub-base, base, y carpeta asfáltica.

Las características que deberán tener los materiales son las siguientes:

2.1 Para terracerías

Podrán ser utilizadas mezclas de gravas, arenas y material fino, que satisfagan las siguientes especificaciones:

-límite líquido	40% máx.
-índice plástico	15% máx.
-contracción lineal	8% máx.
-valor relativo de soporte	10% mín.
-contenido de agua óptimo	25% máx.
-peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ³



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



2.2 Para sub-base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (Ver fig. 29), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material		
	1	2	3
Contracción lineal, %	4.5 máx.	3.5 máx.	2.5 máx.
Valor cementante, Kg/cm ²	3.5 mín.	2.5 mín.	2.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	50 mín.	50 mín.	50 mín.
Tamaño máximo del agregado	2½ "máx.	2½ "máx.	1½ "máx.
Peso volumétrico seco máx. Kg/m ³	1700 mín.	1700 mín.	1700 mín.

2.3 Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (Ver fig. 28), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

Zonas granulométricas del material

	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	1 ½" máx.	1½" máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/cm.	31800 mín.	1800 mín.

2.4 Para carpeta asfáltica

El contratista deberá proponer la planta de asfalto que suministre la mezcla, la cual deberá ser calificada por el Director de la obra, de acuerdo con las normas marcadas a continuación:

Para construir la carpeta deberá utilizarse concreto asfáltico mezclado en caliente, con las siguientes características en prueba Marshall.

Relación de vacíos	3-5 %
Estabilidad	850 Kg
Flujo	2 a 4.5 Mm.
Contenido de asfalto	el óptimo +/- 0.2 % obtenido en la prueba Marshall.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



En la mezcla deberá emplearse cemento asfáltico No. 6 con las siguientes características:

Penetración	80 - 100 grados
Punto de inflamación	232a.C. mín.
Ductilidad	100 cm. mín.
Solubilidad	99.5 % mín.
Viscosidad	85 mín.

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la fig. 30, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

Las características físicas del agregado pétreo deberán satisfacer los siguientes valores:

Tamaño máximo	$\frac{3}{4}$ "
Contracción lineal	2.0% máximo
Desgaste "Los Ángeles"	40% máximo
Forma de partículas	35% máximo
Equivalente de arena	55% mínimo

Afinidad con el asfalto:

* Desprendimiento por fricción	25% máximo
* Pérdida de estabilidad por inmersión de agua	25% máximo



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



3. GRADOS DE COMPACTACIÓN

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el pavimento serán las siguientes:

Subrasante	: 90% con respecto a la prueba Próctor estándar
Terracerías	: 90% con respecto a la prueba Próctor estándar
Sub-base	: 95% con respecto a la prueba Porter estándar
Base	: 98% con respecto a la prueba Porter estándar
Carpeta asfáltica	: 98% con respecto a la prueba Marshall.

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas de cada tipo de material, se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación especificado.

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1 Se despalmará el terreno natural eliminando la capa de suelo contaminado, a continuación se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado.

4.2 En caso de requerir terracerías para alcanzar el nivel de proyecto, se colocarán capas de material con espesor suelto máximo de cm. cm., con humedad cercana a la óptima (+/-2%) y se compactarán hasta obtener el grado de compactación especificado.

4.3 A continuación se hará una escarificación a 5cm de profundidad de la subrasante o tercería y se colocará la sub-base en capas con espesor suelto máximo de 20 cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (+/- 2%). Se darán el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4.4 A continuación se hará una escarificación a 5 cm. de profundidad de la sub-base y se colocará la base en capas con espesor suelto máximo de 20cm. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima (+/- 2%). Se dará el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.

4.5 Terminada la base, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 hrs., a continuación se barrerá la superficie y se aplicará un riego de impregnación con emulsión asfáltica catiónica superestable o similar a razón de 1.7 lts/m², conservándose este por un mínimo de 24 hrs., hasta comprobar mediante pruebas de campo la penetración del asfalto a la base, en caso necesario diluir con agua para optimizar la penetración.

4.6 A continuación se aplicará un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica de fraguado rápido RR-2K a razón de 0.7 lts/m², de 2 a 4 horas antes del tendido de la carpeta asfáltica.

4.7 Previamente al tendido de la mezcla asfáltica deberá aplicarse encima del riego de liga unas paladas de mezcla, para evitar que el tránsito necesario de construcción levante dicho riego. Posteriormente y para evitar la segregación, se tenderá la mezcla con una máquina terminadora (finisher) en un espesor tal que una vez compacto se tenga el de proyecto. La velocidad de la máquina terminadora al colocar la mezcla deberá estar comprendida entre 2 y 4 Km/hora.

Para obtenerse los espesores de material compacto de proyecto deberán controlarse los espesores que va dejando la terminadora según la siguiente relación:

Espesor de proyecto x 1.3 (abundamiento) = Espesor tendido por terminadora

La temperatura recomendable para el tenido debe estar comprendida entre 100a.C. y 130 ° C, debiendo evitarse éste, cuando la temperatura ambiente sea menor a los 10° C.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4.8 La mezcla asfáltica deberá compactarse a una temperatura comprendida entre 90° y 110° C, siendo la óptima 100° C. La compactación se hará longitudinalmente traslapando a toda rueda, iniciando de la parte baja hacia la parte alta, avanzando de la guarnición al centro del arroyo, el equipo recomendado es el siguiente:

a) Para la compactación inicial deberá emplearse una compactadora de rodillos lisos tipo Tándem de 6 a 8 ton con una velocidad que no debe exceder de 5 Km/hora para evitar el levantamiento de la mezcla caliente, se traslapará entre pasada y pasada media rueda, con el objeto de darle el acomodo inicial al material.

b) Una vez que la compactadora Tándem deje huellas apenas perceptibles se procederá a compactar la capa con una compactadora de 3 rodillos lisos y un peso de 12 ton hasta que las huellas de ésta sean muy leves.

c) La compactación final de la mezcla se dará con una compactadora neumática que borre las huellas que deja la máquina de 12 ton, hasta dejar una superficie afinada adecuada al tránsito de vehículos.

4.9 Se impermeabilizará la carpeta asfáltica aplicando un sello con cemento como se indica a continuación:

a) Una vez compactada y recibida la carpeta asfáltica y que ésta haya adquirido la temperatura ambiente y antes de proceder al sello con cemento, deberá barrerse perfectamente la superficie, dejándose libre de polvo e impurezas.

b) Posteriormente se distribuirá el cemento Portland en seco sobre la superficie de la carpeta a razón de 3/4 Kg por m², tallándose enérgicamente con cepillos de fibra contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



c) Después se adicionará el agua necesaria (1 a 1.5 lts/m² aproximadamente) para formar una lechada de consistencia media, la cual se distribuirá enérgicamente con los mismos cepillos, hasta lograr una superficie uniforme. En vías donde las pendientes sean mayores del 3 % deberán tomarse las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y deslaves.

d) Se dejará reposar este sello cuando menos 6 horas para evitar que el tránsito lo levante.

5. CONTROL DE CALIDAD

5.1 Materiales de terracerías, subrasante, base y sub-base

a) Deberán verificarse las características de los materiales a emplearse en el pavimento, de acuerdo con lo especificado en el inciso 2.

b) Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada 50m³ de material compactado.

c) Para conocer las variaciones del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba próctor o pórtor, según se requiera, por cada 500 m³ de material compactado o cuando cambie el tipo de material.

d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



5.2 Carpeta asfáltica

- a) Se deberán efectuar las pruebas indicadas en el inciso 2 a los materiales empleados.
- b) Deberán verificarse las características del concreto asfáltico cada día de tendido, mediante pastillas Marshall.
- c) Se controlará la temperatura de la mezcla asfáltica, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

Al salir de la planta	120 °C 150 °C.
Al tender	100 °C.
Al compactar	90 °C

En general la compactación deberá terminarse a 70a.C. mínimo.

- d) Posteriormente deberán efectuarse pruebas de compactación y permeabilidad en la carpeta terminada.



ANEXO IV

ESPECIFICACIONES

PAVIMENTOS RÍGIDOS



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE PISO

1. Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de 15 cm. en los pisos interiores de la estructura de proyecto, y de 17.5 cm. para las vialidades y patios de maniobras, según se especifica en el estudio de Mecánica de Suelos.

2. Niveles

Para llegar a los niveles de proyecto deberá efectuarse la construcción de un terraplén en toda el área cubierta por las estructuras.

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales de relleno no controlado, deberá hacerse un despalme de 0.40 m como mínimo. El material producto del despalme será desechado.

Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso de que se dañen o se alteren.

3. Materiales

Para construir los pisos se requerirán materiales para terracerías y base. Las características que deberán tener los materiales serán las siguientes:

3.1 Para terracerías

Se podrán emplear en la construcción de los terraplenes los materiales que satisfagan las siguientes especificaciones:



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% máx.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ² mín.

3.2 Para base

- De granulometría

La curva granulométrica queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la figura 28, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, se tendrán las siguientes especificaciones:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm.2	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	2" máx.	2" máx.
Peso volumétrico seco máximo, kg/m ³	1800 mín.	1800 mín.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



4. Procedimiento constructivo para terracerías y base

4.1 Se despalmará el terreno 0.40 m. mínimo, con lo que se eliminará la capa de suelo orgánico y los materiales de relleno no controlados, con lo que se eliminará la capa de suelo orgánico y los materiales de relleno no controlados. El material producto del despalme será desechado.

4.2 Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.

4.3 La tercería (subrasante) se colocará en capas de 20 cm. de espesor en estado suelto, las que se compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor Estándar, únicamente las tres últimas capas antes de llegar al apoyo de la base se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor Estándar.

4.4 A continuación se hará una escarificación de 5 cm. de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20 cm., compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$).

5. Moldes

El concreto se vaciará en moldes metálicos e indeformables, que no sufran variaciones en sus alineamientos y niveles, fijados firmemente a la base.

Antes del vaciado se engrasarán las superficies que estarán en contacto con el concreto. Los moldes no se removerán antes de que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



6. Juntas

Las juntas serán de tres tipos:

6.1 Juntas transversales de contracción

El objeto de una junta de contracción es limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Como estas juntas deben estar en libertad de abrirse, la continuidad del refuerzo se interrumpe en las juntas. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a cada 6 m.

Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras especiales de abrasivo o diamante industrial con un ancho de 3 a 6 mm., el tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se rellenarán con un material elástico resistente al efecto de los solventes, el calor de los motores y el intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. se recomiendan dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante barras de sujeción, con el propósito de mantener las caras de las losas colindantes en contacto íntimo asegurando así una transmisión de cargas adecuadas. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de 1/2" de 70 cm. de longitud espaciadas a cada 1.0 m.

En la figura 31, se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



6.2 Juntas transversales de expansión o dilatación

La función principal de una junta de expansión es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del pavimento y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daños al mismo.

El ancho del espacio para expansión por junta, será de 19mm. Es necesario colocar dispositivos para transmisión de cargas en las juntas de expansión, consistentes en pasajuntas. La separación entre estas juntas deberá ser a cada 48 m. como máximo, y tendrán varillas pasajuntas lisas de 60 cm. de longitud, 1" de diámetro y separadas a cada 30 cm.

En las juntas de expansión, los extremos libres de las pasajuntas deberán penetrar en un casquillo metálico adecuado, que permita el movimiento de la pasajunta dentro del concreto durante un ciclo de expansión.

La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No. 8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión se muestra en la figura 32.

6.3 Juntas de construcción.

Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho variable entre 3.50 y 6.0 m., de acuerdo con el proyecto, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembrados, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrán efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aún el concreto está fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machihembrada.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Transversales. El vaciado longitudinal se hará en forma continua dependiendo del avance del contratista, haciendo una junta transversal plana o machihembrado al terminar el trabajo diario o por interrupción imprevista, respetando la modulación de proyecto.

Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie este suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico del No. 6 u 8, hasta lograr un espesor uniforme de 3mm. antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Igualmente que en el caso de las juntas de contracción se recomienda la instalación de barras de sujeción para la transmisión de cargas entre las juntas, siendo del mismo calibre y distribución en este caso.

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestran en la figura 33.

7. Concreto Hidráulico

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 250 kg/cm.². El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

8. Colocación y vibrado del concreto.

Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá humedecer la superficie de la base hasta saturarla, pero sin que se formen charcos.

Será conveniente utilizar una espaciadora tipo tolva que reciba el concreto del camión de descarga lateral y lo deposite de manera uniforme sobre todo el ancho del piso.

La altura de caída del concreto no deberá ser mayor de 50 cm.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



El concreto en el momento de colocarse tendrá la consistencia especificada por el revenimiento de proyecto.

La revoltura se distribuirá uniformemente sobre la superficie preparada y se compactará mediante vibrador de inmersión, seguido de una regla vibratoria hasta lograr una compactación uniforme y la eliminación de huecos.

9. Acabado del piso

Una vez conformada la superficie mediante el vibrado superficial, se aplanara con llana de madera de mango largo, después se afinara con banda de lona y hule de aproximadamente 20 cm. de ancho, colocada perpendicularmente al eje de la vía, con el objeto de eliminar prominencias y depresiones, hasta dejarla uniforme pero con una textura ligeramente áspera. No se permitirán crestas ni depresiones mayores de 4 mm medidas con una regla paralela al eje de la vía.

También puede dársele al piso un acabado con ranuras longitudinales con objeto de lograr una superficie antiderrapante.

Las aristas de las juntas se redondearán a un radio aproximado de 4 mm. para lo cual se emplea un volteador que pasa sobre el concreto fresco inmediatamente después de terminado el afinado de la superficie.

10. Curado del concreto para el piso.

Inmediatamente después de terminarse el colado de las losas, se procederá a cubrirla con una membrana impermeable de algún producto aprobado por la dirección de la obra y que cumpla con la especificación ASTM-C-309 vigente, que se aplicará finamente atomizando y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 horas.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



Al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana manteniéndola en buenas condiciones o alguno de los siguientes procedimientos durante siete días posteriores al colado.

- a) Riego de agua. Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie.
- b) Lámina de agua. Con un tirante de 5 cm. retenida mediante bordes de arcilla.
- c) Arena húmeda. Con un espesor de 5 cm. manteniéndola constantemente humedecida.

11. Protección del concreto.

El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos o personas por un tiempo mínimo de siete días si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.



ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN



REFERENCIAS

- (1) Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Covitur, DDF, Secretaría General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.
- (2) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. Robert E. Krieger Publishing Company, 1979.
- (3) Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- (4) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez. Trillas, 1991.
- (5) El Cono en la exploración geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. TOC geotecnia, 1989.
- (6) Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Holguin, E. et al. TGC geotecnia, 1992.
- (7) Mecánica de Suelos Tomo Z Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.