



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO.**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN

"ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA EL CARCAMO DE BOMBEO UBICADO EN
TEQUIXQUIAC EDO. MEX"

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

DAVID FRANCO GODINEZ

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



FES Aragón

UNAM

MÉXICO 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

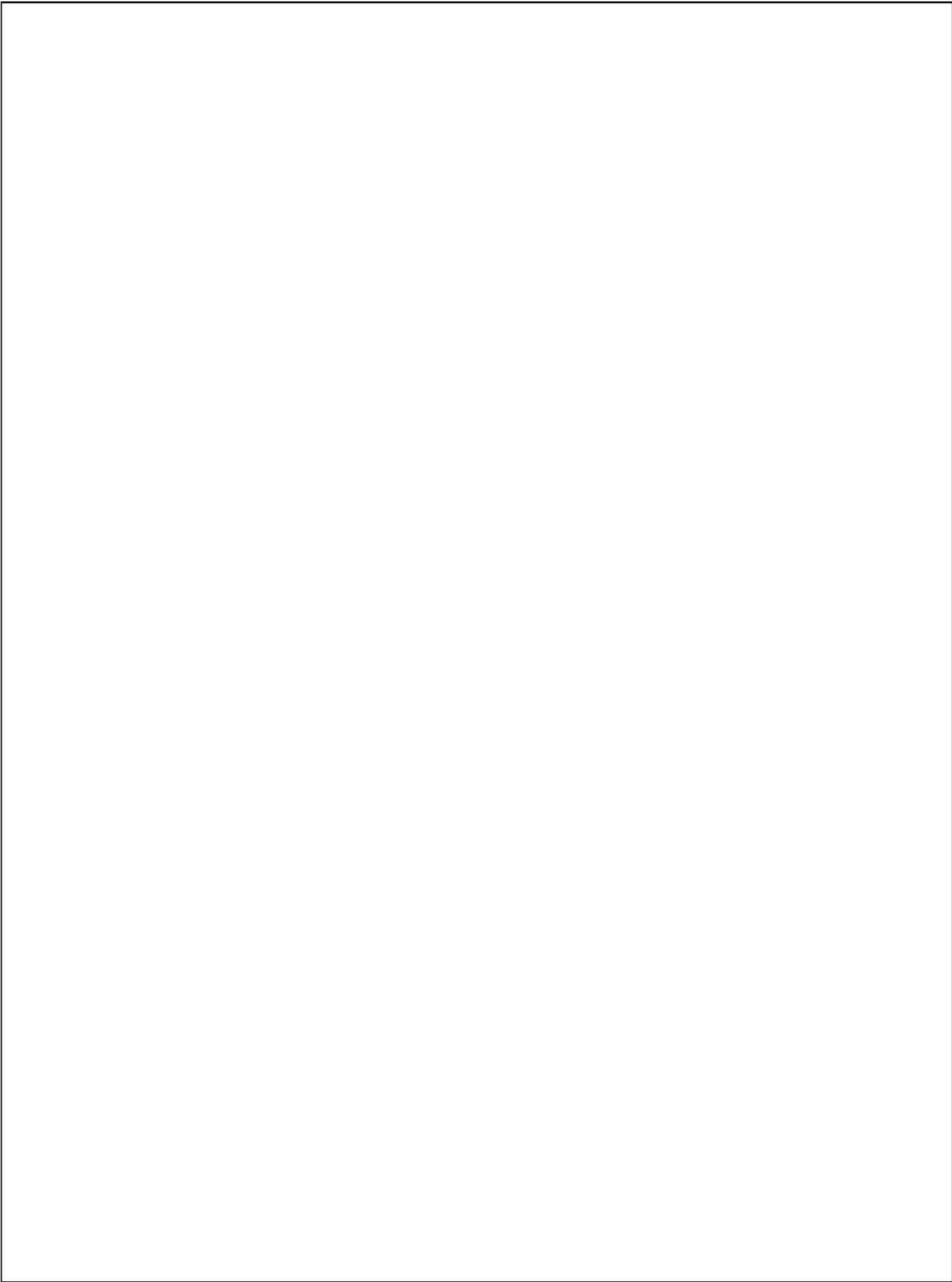


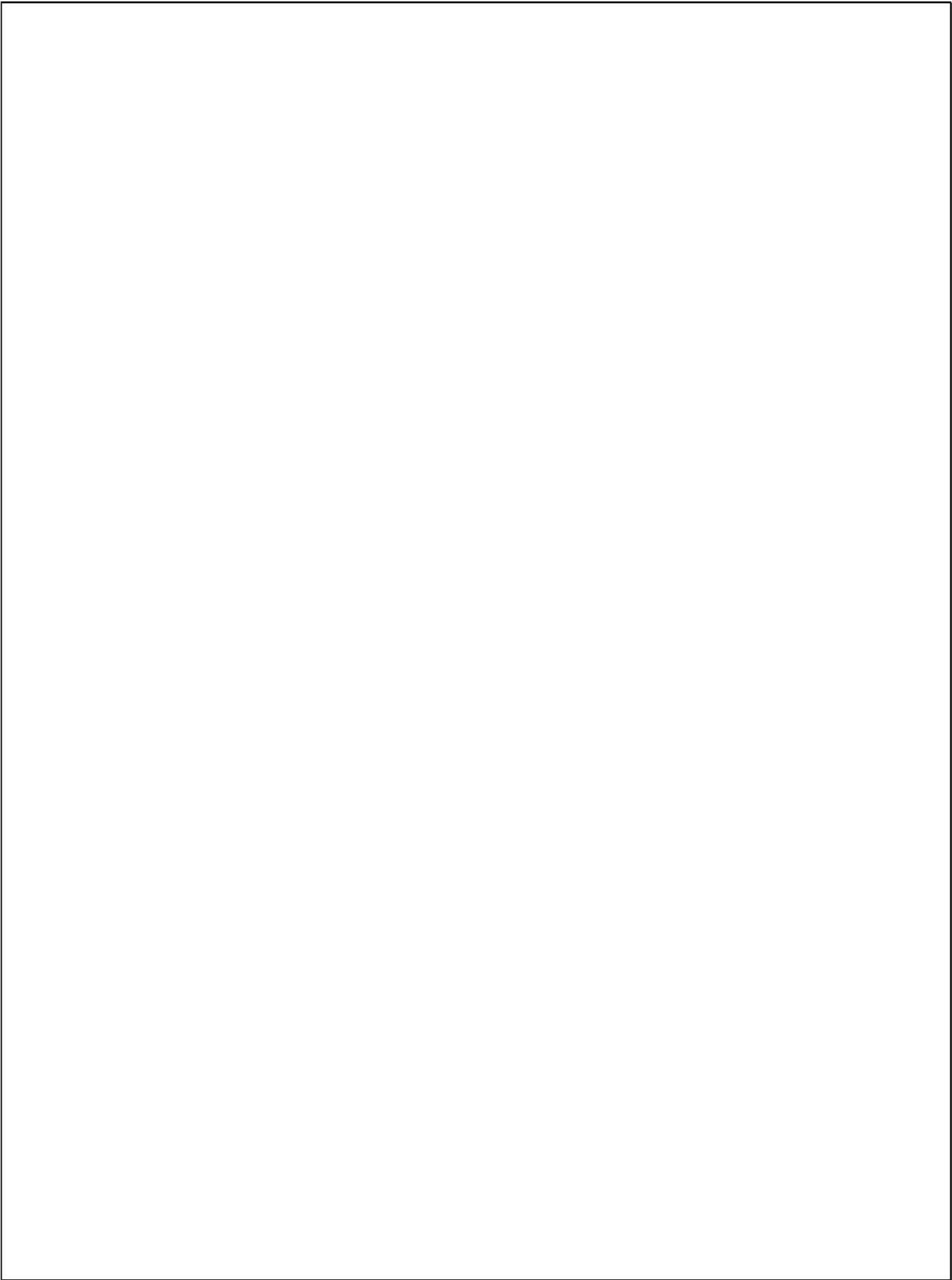
UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

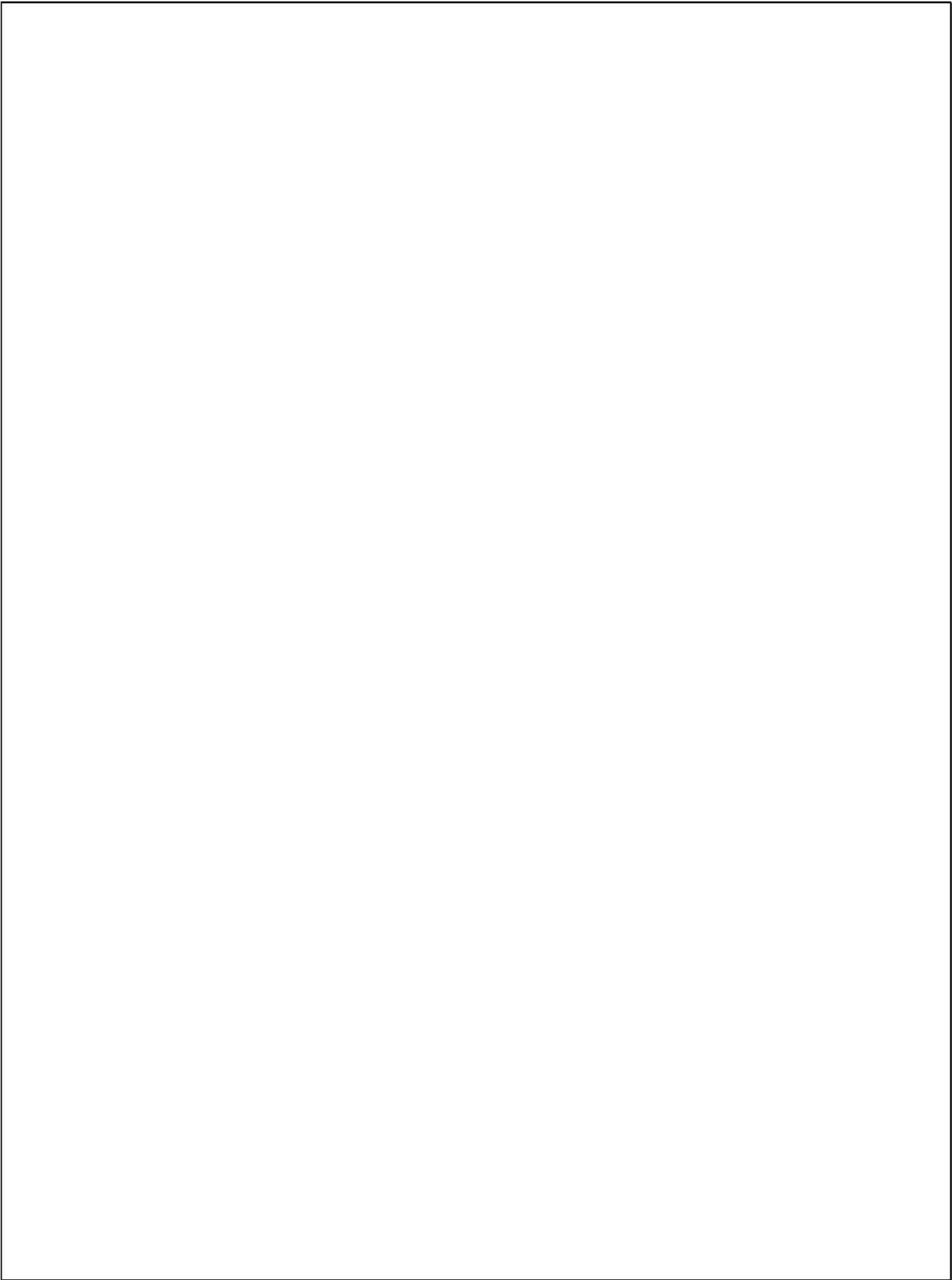
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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.







INDICE

Pág.

INTRODUCCIÓN.

UNO.- ANTECEDENTES.....

- 1.1 OBRA DE TOMA Y CONDUCTO DE LLAMADA.
- 1.2 CÁRCAMO DE BOMBEO.

DOS.- MUESTREO Y EXPLORACION DEL SUBSUELO.....

TRES.- PRUEBAS DE LABORATORIO.....

CUATRO.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.....

CINCO.- ANALISIS DE CIMENTACIÓN.....

5.1 CASETA DE OPERACIÓN Y VIGILANCIA.

- 5.1.1 Estado limite de falla en condiciones estáticas para la caseta.
- 5.1.2 Capacidad de carga de la cimentación para la caseta.
- 5.1.3 Estado limite de falla en condiciones dinámicas para la caseta.
- 5.1.4 Estado limite de servicio para la caseta.
 - 5.1.4.1 Asentamientos elásticos.

5.2 CUARTO DE SUBESTACIÓN ELÉCTRICA.

5.3 OBRA DE TOMA Y CONDUCTO DE LLAMADA.

5.4 CÁRCAMO DE BOMBEO.

- 5.4.1 Estado limite de falla en condiciones estáticas para el cárcamo.
- 5.4.2 Capacidad de carga de la cimentación para el cárcamo.
- 5.4.3 Estado limite de falla en condiciones dinámicas para el cárcamo.
- 5.4.4 Estado limite de servicio para el cárcamo.
 - 5.4.4.1 Asentamientos elásticos para el cárcamo.

5.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN.

SEIS.- PROCESO CONSTRUCTIVO.....

6.1 PRESIONES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RÍGIDOS.

6.2 ESTABILIDAD DE TALUDES.

6.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD.

6.4 ALTERNATIVA CON MUROS DE CONTENCIÓN EN LA ZONA DE RELLENOS.

6.5 ALTERNATIVA CON ANCLAS EN LA ZONA DE RELLENOS.

6.5.1 Estabilidad de taludes.

6.5.2 Calculo de empujes en la zona de rellenos

6.5.3 Instalación de las anclas.

CONCLUSIONES.

ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO.

ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO.

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCIÓN.

En el presente trabajo de titulación “ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA EL CÁRCAMO DE BOMBEO UBICADO EN TEQUIXQUIAC EDO. MEX.” Se dará solución a las problemáticas geotécnicas que se hacen presentes en el proyecto ejecutivo para la relocalización del cárcamo de bombeo y línea de conducción de la unidad de riego para el desarrollo rural lumbrera no. 9, San Mateo Gregorio, municipio de Tequixquiac estado de México. Dichas problemáticas a grandes rasgos van desde encontrar la cimentación más adecuada y calcularla, el proceso de excavación y estabilización de taludes, así como también estabilizar los empujes que generara el suelo a los muros permanentes del cárcamo.

Para llegar a la mejor solución fue necesario recabar información del sitio desde antecedentes, muestreo y exploración del subsuelo así como una serie de pruebas de laboratorio. Lo que nos ayudo a encontrar el tipo de materia existente en la zona y las propiedades de cada uno de estos.

CAPITULO UNO

ANTECEDENTES.

1. ANTECEDENTES.

Se proyecta la construcción de una planta de bombeo en el municipio de Tequixquiac, Estado de México. En la figura 1 y 2 se muestra la ubicación del sitio de interés.

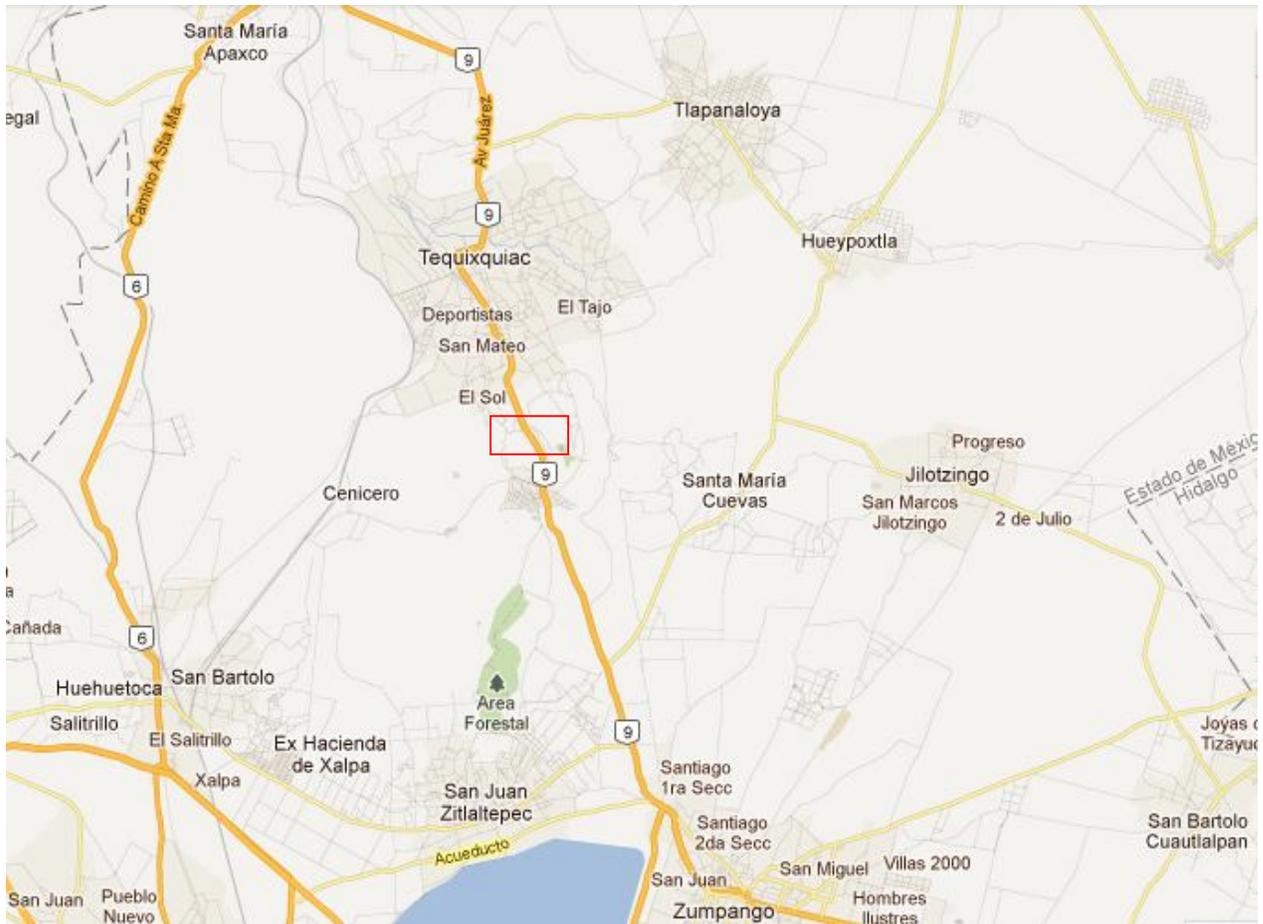


FIG. 1 CROQUIS DE LOCALIZACION



FIG. 2 SITIO DE INTERES

La zona de interés se encuentra en la margen derecha del gran canal de Desagüe, en el cadenamiento 0+140 con respecto a la salida del túnel Tequixquiac, con la ubicación mostrada en la figura.





FIG. 4 UBICACION DE LA PLANTA DE BOMBEO 1

El área de interés se encuentra sobre el cuerpo de un talud con desnivel de 19.45m, entre su corona y el gran canal de desagüe, con una pendiente variable de 33° a 45° en la figura 5 a 7 se presenta la planta arquitectónica y cortes de la planta de bombeo.

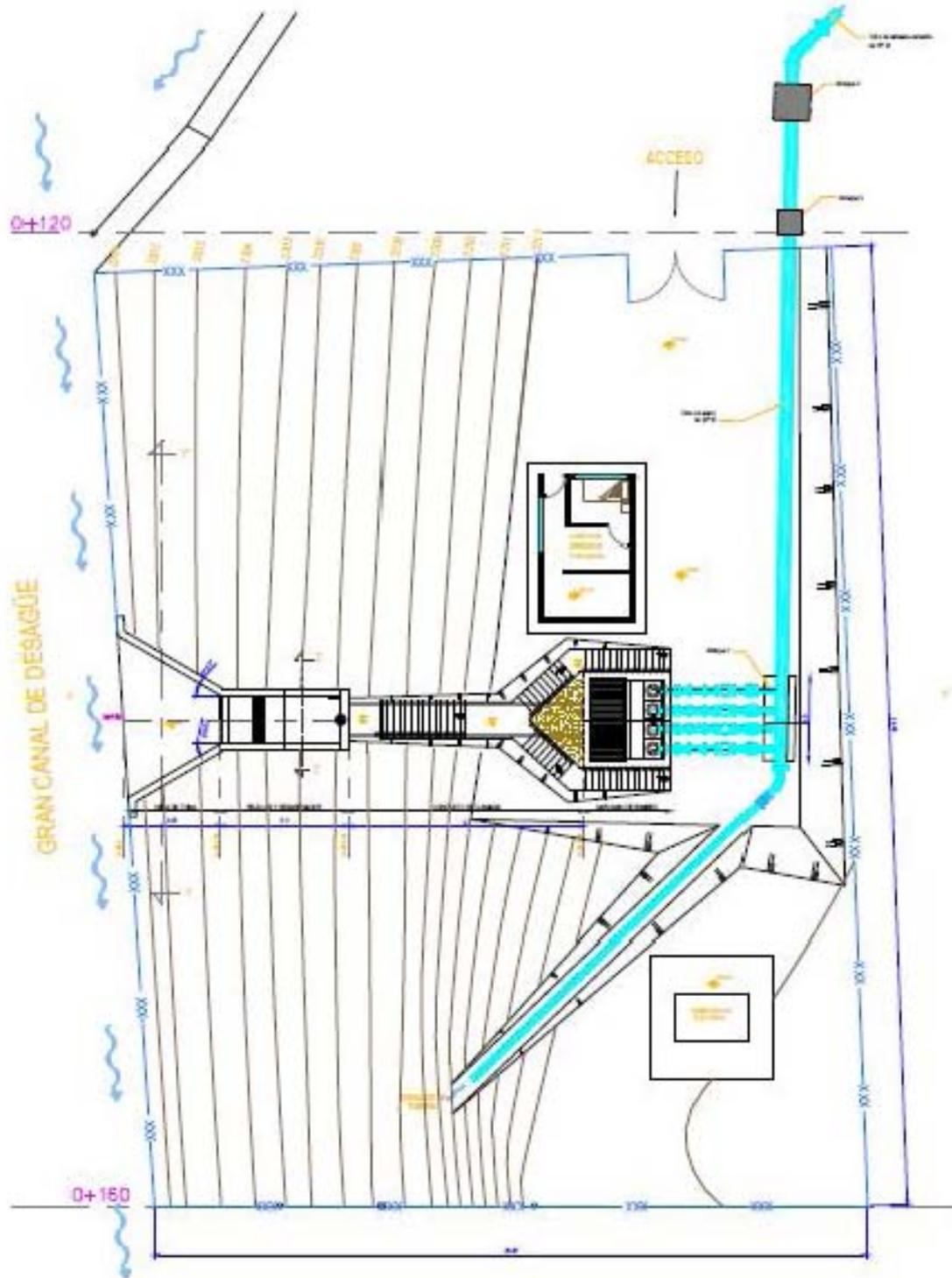


FIG. 5 PLANTA GENERAL

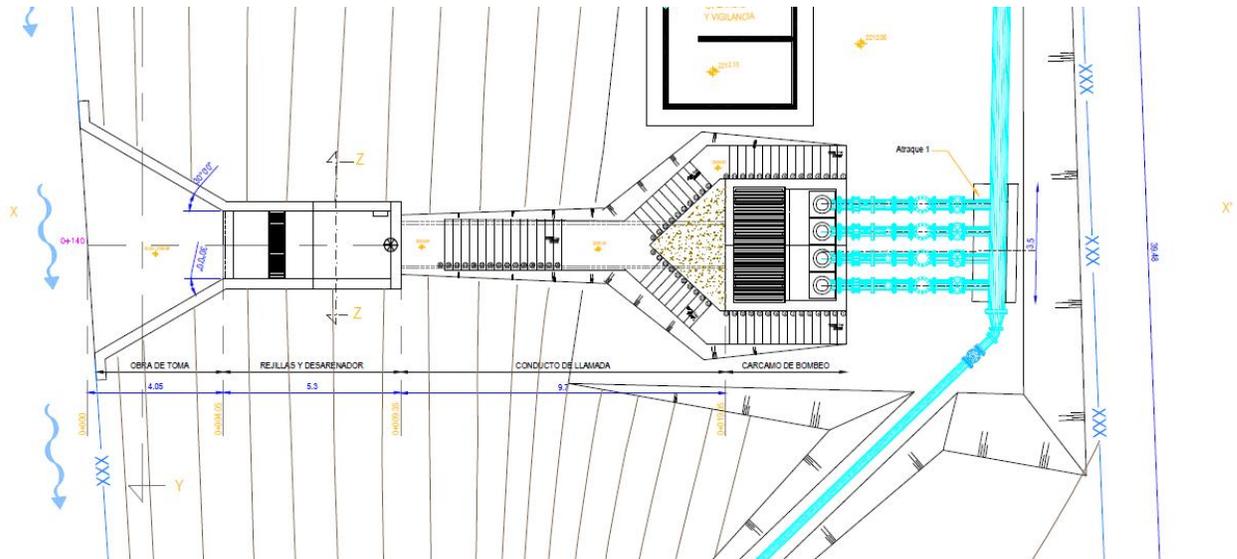


FIG. 5.1 DETALLE DE PLANTA

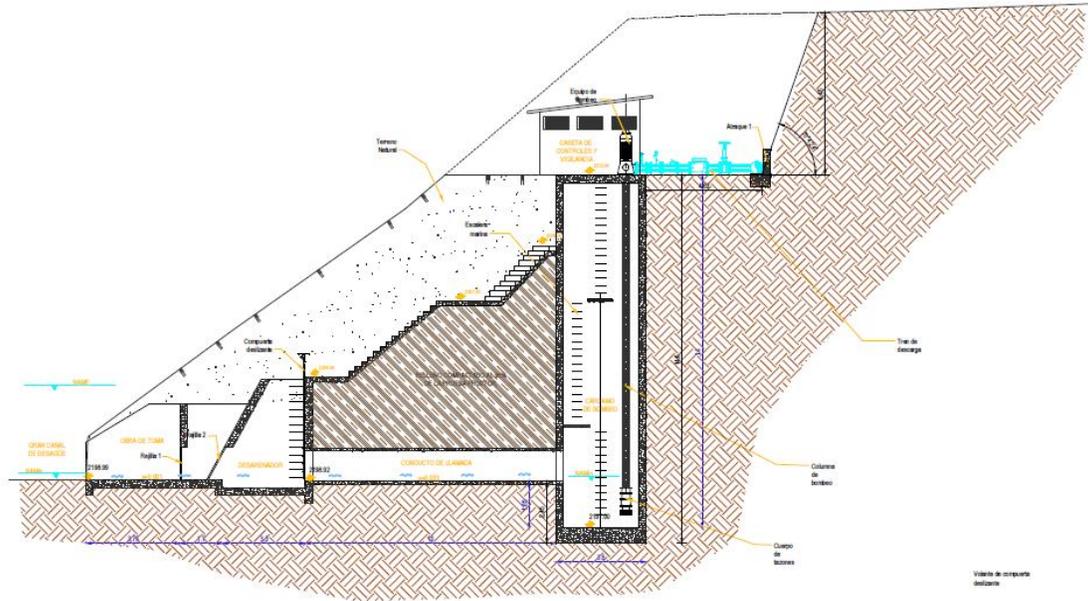


FIG. 6 CORTE X-X'

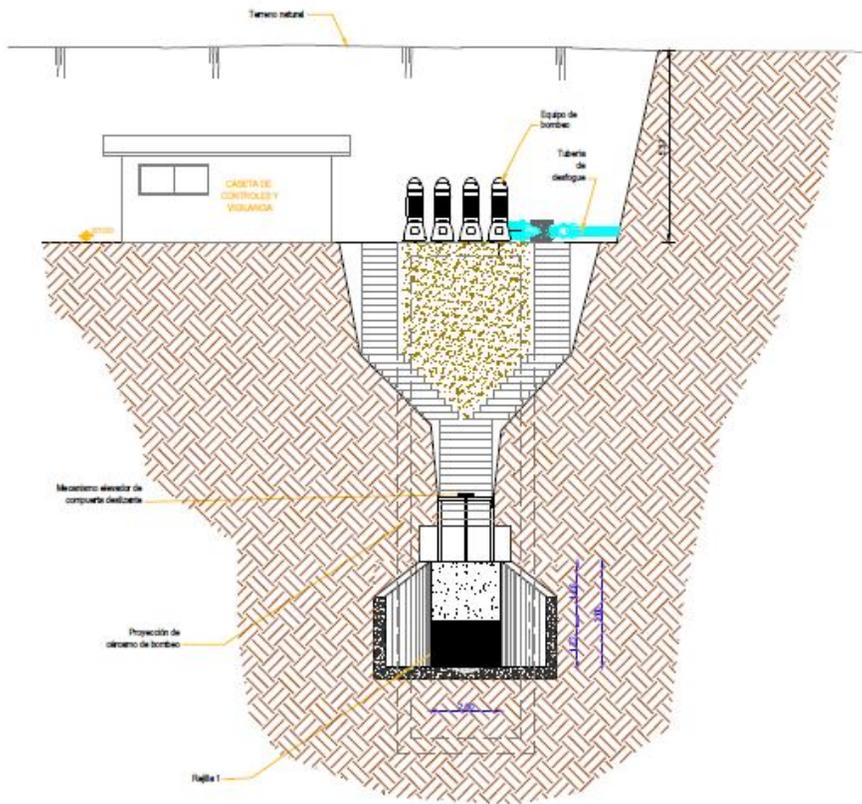


FIG. 7 CORTE Y-Y'

El proyecto contempla la construcción de una planta de Bombeo, constituida por:

1.1 OBRA DE TOMA Y CONDUCTO DE LLAMADA.

Por donde se captura el agua del Gran Canal de Desagüe y se conducirá hacia el cárcamo de bombeo; dicha obra constituida por un canal abierto de concreto armado, con losa de fondo de 0.30m de espesor y dentellón perimetral de 0.80m de peralte, con nivel de piso terminado a la cota 2198.99; además muros laterales de concreto armado con altura variable de 1.51m a 3.90m, rejillas metálicas para retención de sólidos, desarenador y compuerta deslizante de acero estructural. El conducto de llamada estará constituido por un tubo de concreto reforzado de 1.22m de diámetro, de resistencia normal. En las figuras 8 a 12, se muestra la planta y cortes de la obra de toma y conducto de llamada.

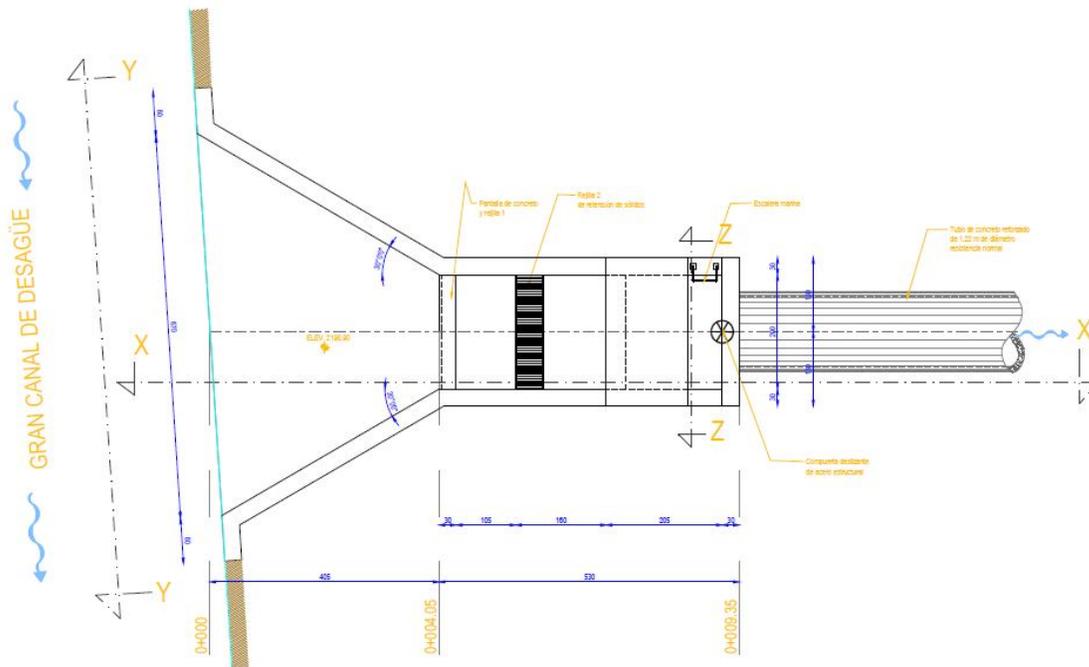


FIG. 8 PLANTA

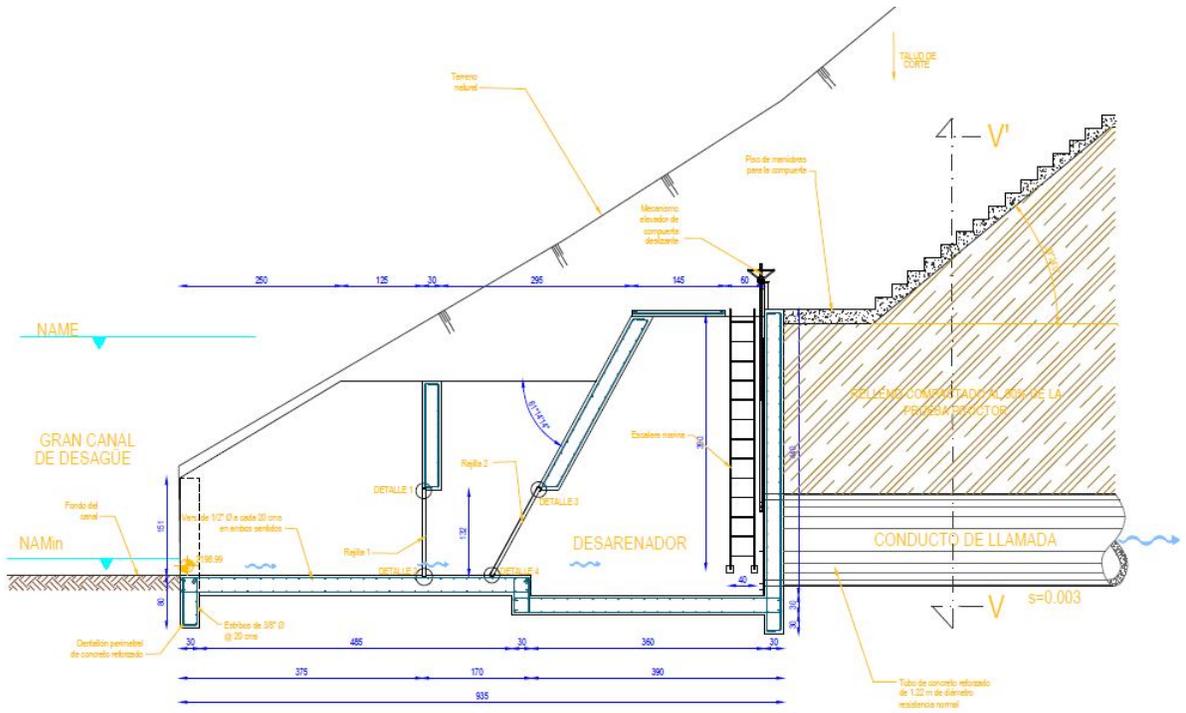


FIG. 9 CORTE X-X 1

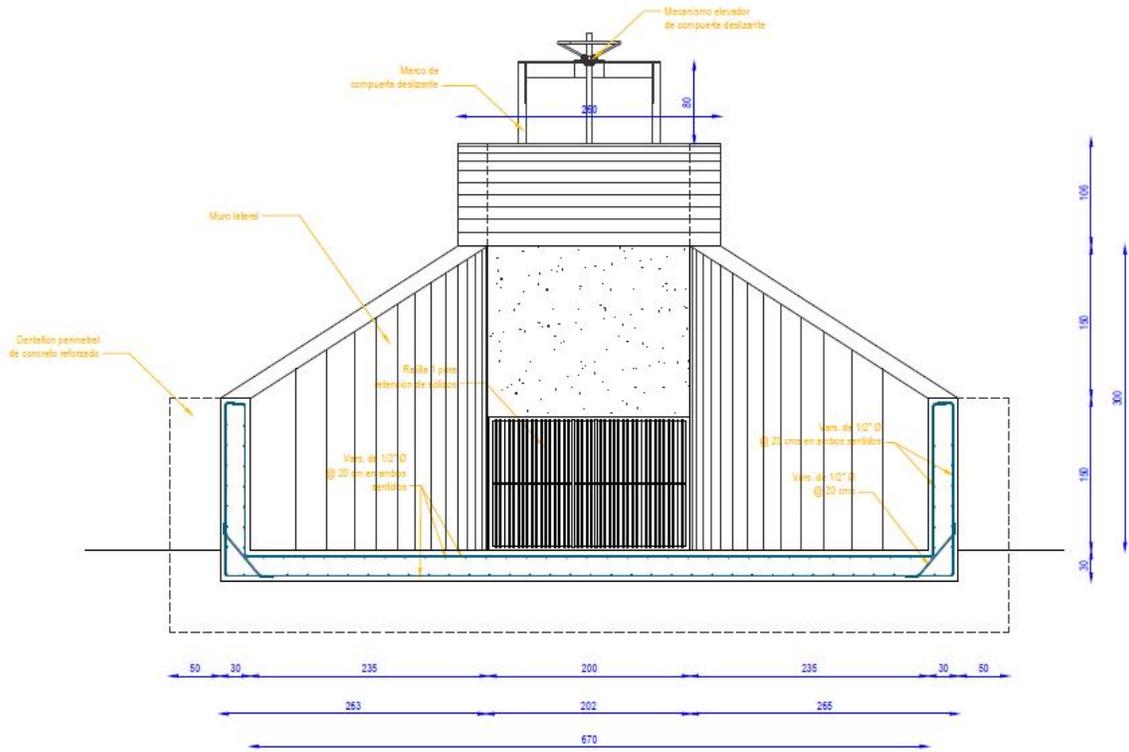


FIG.10 CORTE Y-Y

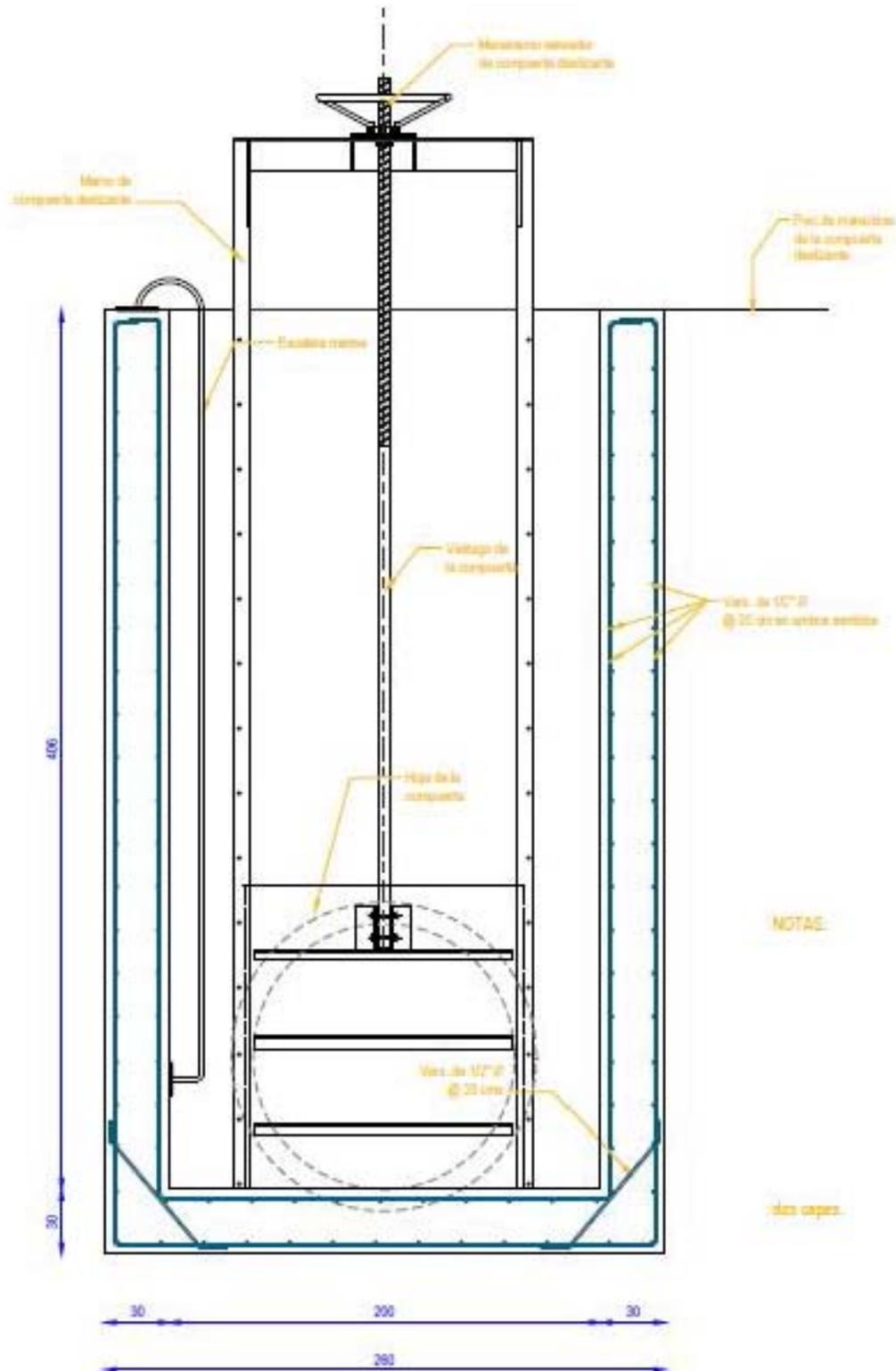


FIG. 11 CORTE Z-Z

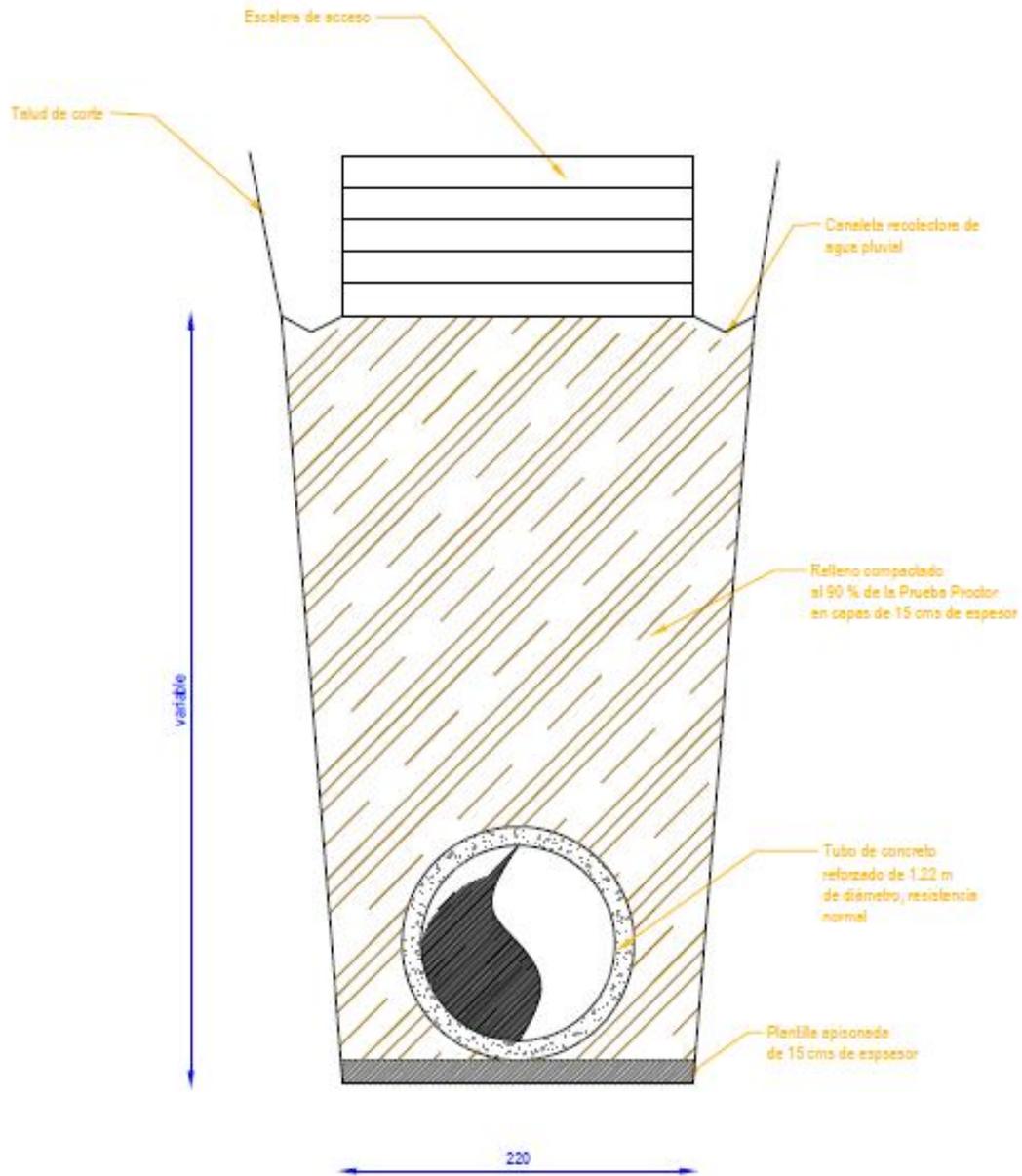


FIG. 9 CORTE V-V

1.2 CÁRCAMO DE BOMBEO.

con área en planta de 3.60 por 3.90m; y altura de 14.35m; constituido por un cajón de concreto armado, con losa de fondo de 0.35m de espesor y nivel de piso terminado a la cota 2197.00, muros perimetrales de concreto armado de 0.35m de espesor y losa de tapa 0.20m de espesor con nivel de piso terminado a la cota 2212.00 y donde se apoyan los cuatro equipos de bombeo para un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, que succionaran y enviaran a la línea de conducción constituido por el tubo de acero **cedula 4°** de 20" de diámetro, que después reduce su diámetro y material a 18" y de Polietileno de alta densidad (PEAD). En las figuras 13 a 16 se muestra la planta y corte del cárcamo y la línea de conducción.

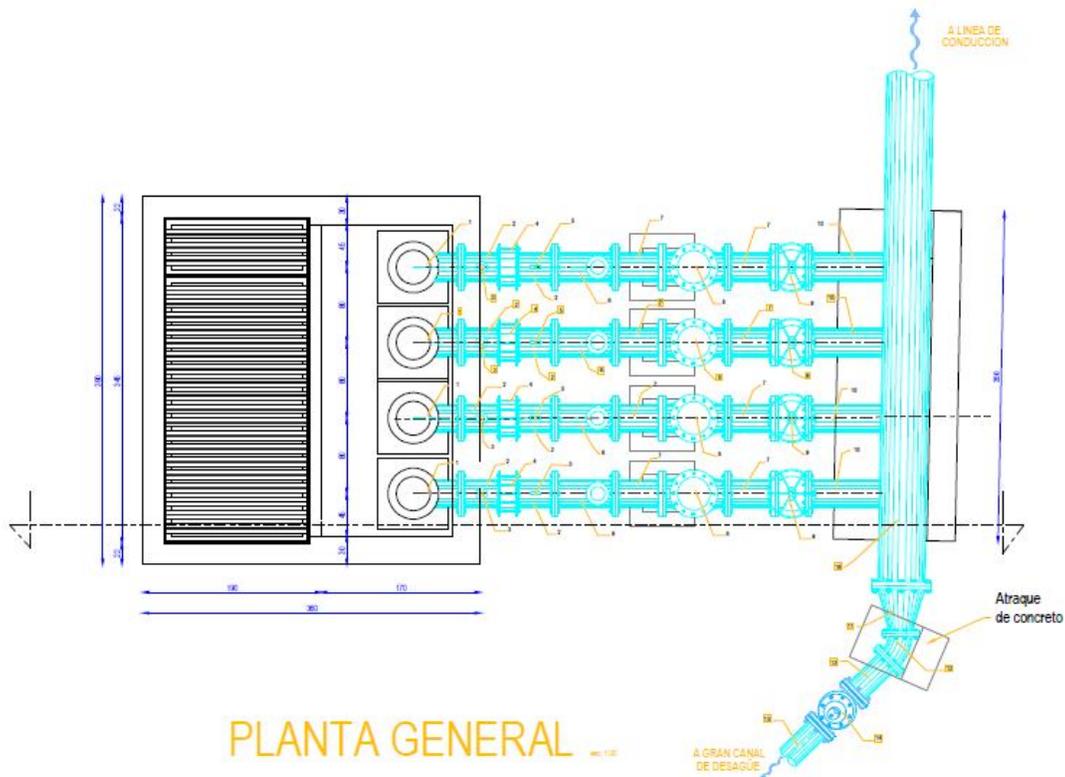


FIG. 13 PLANTA

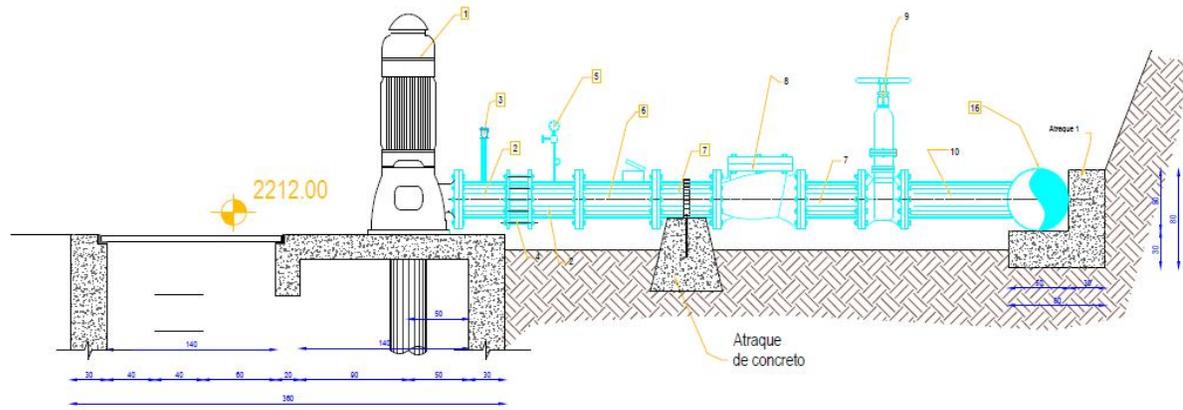


FIG. 14 TREN DE DESCARGA

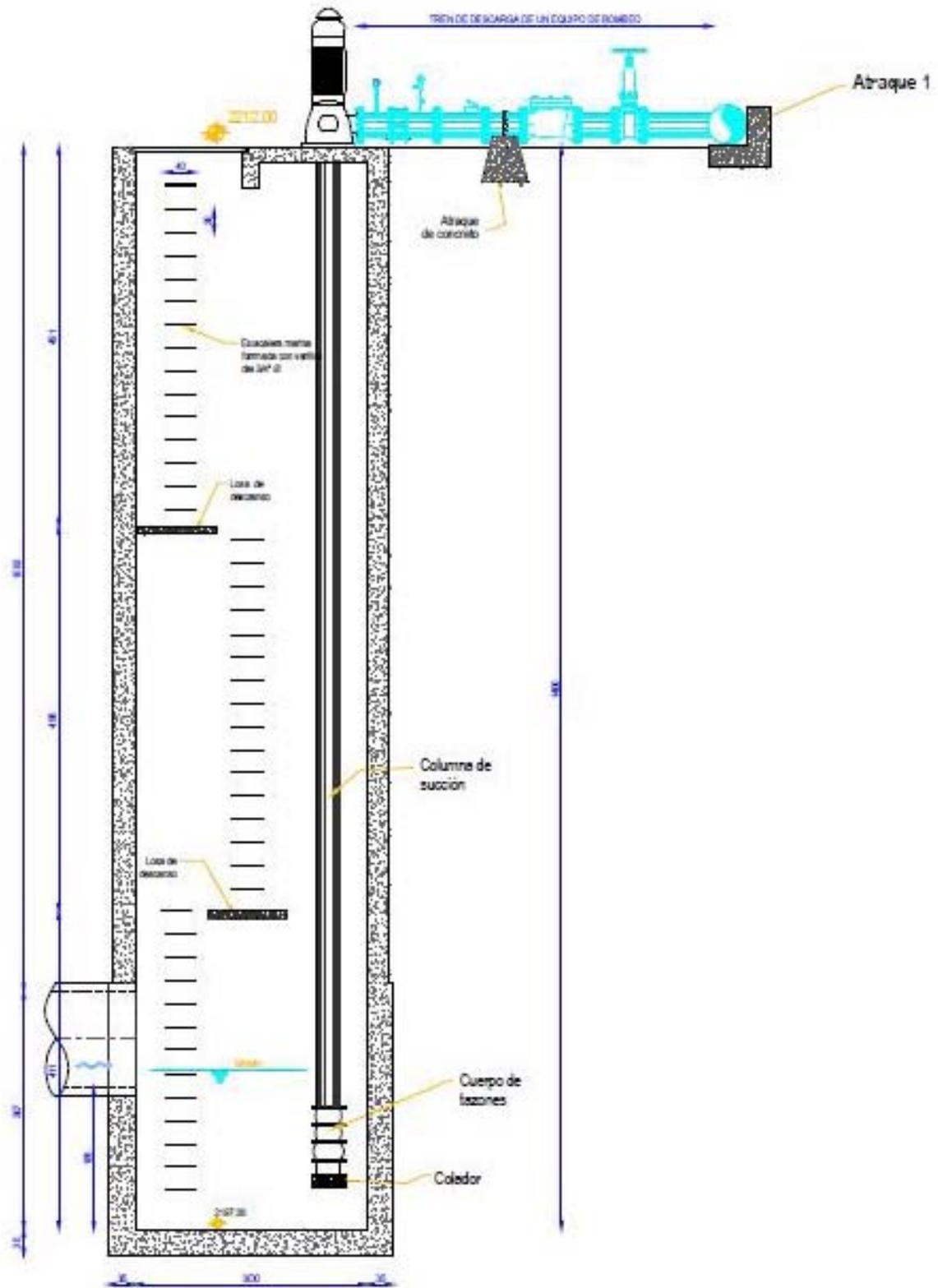


FIG.15 CORTE X-X 1

Debido a que la zona del proyecto se ubica en una zona donde se deberá realizar cortes al terreno natural, es necesario analizar el comportamiento que el suelo tendrá y las características de este para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra.

Dentro de las actividades a desarrollar es necesario revisar la estabilidad del talud, tanto en la zona del canal como en los cortes que se practicaran para alojar el cárcamo de bombeo, así mismo se realizara un análisis de cimentación con el cual se determina la capacidad de carga del suelo, revisando específicamente la losa de fondo y los muros.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para la estructura proyectada, se llevo a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en muestreo y exploración del subsuelo, levantamiento geológico superficial, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada para la estructura proyectada.

CAPITULO DOS

MUESTREO Y

EXPLORACION DEL

SUBSUELO.

2. MUESTREO Y EXPLORACION DEL SUBSUELO.

Para precisar a la profundidad a la que se encuentran los materiales de depósito natural, en el predio de interés se efectuaron tres sondeos de tipo exploratorio a 20m de profundidad, denominados SPT-1, SPT-2 y SPT-3, empleando la herramienta de penetración estándar. Se obtuvieron muestras representativas alteradas, mediante la prueba de penetración estándar, la cual consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados correspondientes al número de golpes necesario para hincar 30cm del penetrometo estándar mediante el impacto de un martinete de 63.5 kg que cae libremente desde una altura de 76cm.

Durante la ejecución de los sondeos se puso especial cuidado en observar la pérdida de lodos de perforación a la caída súbita de la herramienta de perforación que pudieran ser indicios de cavidades en el subsuelo o de materiales muy sueltos, así como la observación de la frontera entre los materiales de relleno de mala calidad y los materiales resistentes de depósito natural. La ubicación de los sondeos se muestra en la figura 16 y los registros de campo se muestran en las figuras 17 a 24.

Para determinar las características estratigráficas y físicas superficiales del subsuelo, en particular en el area donde se desplantara la estructura proyectada, se realizo un corte a partir de la corona del talud con altura variable de 1 a 4.5m, en una longitud de 50m; también se realizo la excavación de un pozo a cielo abierto denominado PCA-1 en la zona de descarga. Se inspeccionaron sus paredes determinando la estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

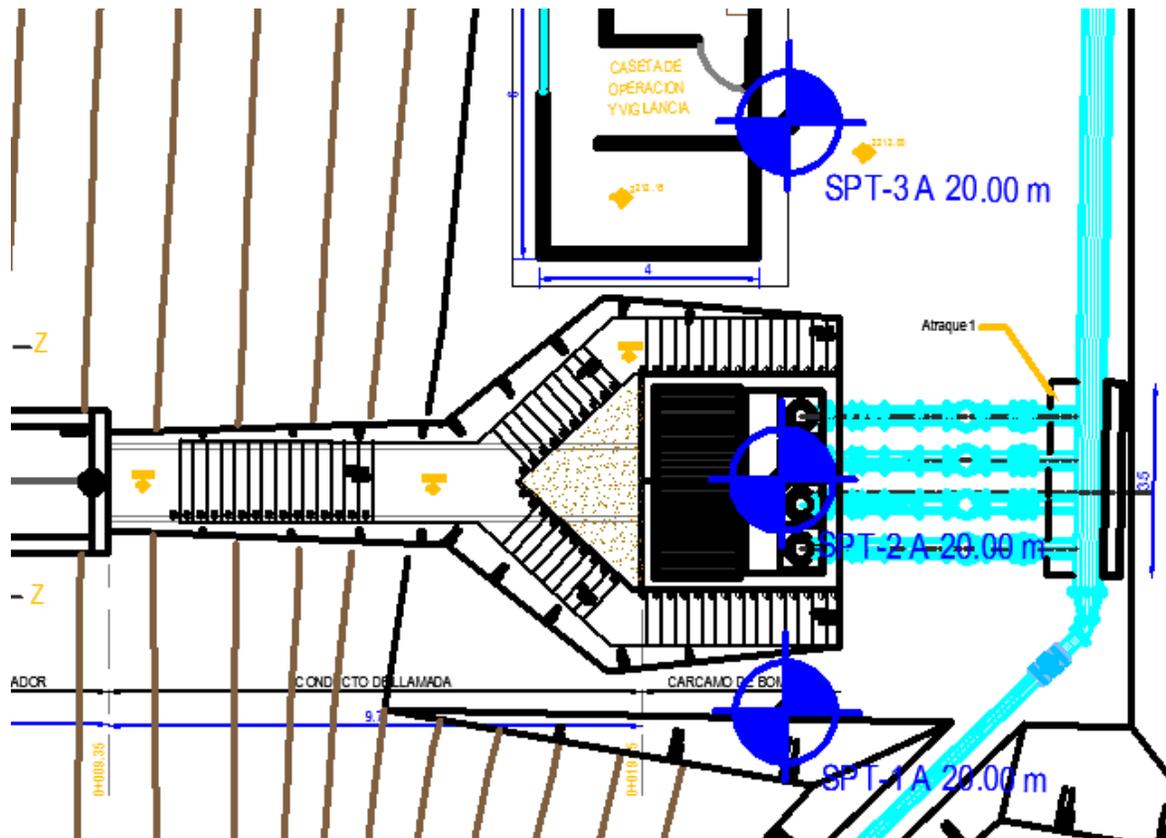


FIG.16 UBICACION DE SONDEOS PROFUNDO

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN											
OBRA: TEQUIXQUIAC				COORDENADAS: X				Y		Z	
LOCALIZACIÓN: EDO. DE MEXICO				FECHA DE INICIO: 04/10/2010				Hrs.			
POZO N°: 1				TERMINACIÓN: 06/10/2010				Hrs.			
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO				BOMBA: MOYNO 3L6							
PERFORADORA: LONG YEAR 34											
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	N° DE GOLPES EN					
						PESO DEL MARTILLO 64kg					
						ALTURA DE CAIDA 75cm					
					CR%	N° DE GOLPES EN					
					(DFFRF)	15 cm	30 cm	15 cm	MIFSTREO		
1	0.00	0.60	0.60	0.30		5	22	13	T.P.	LIMO COLOR GRIS CLARO.	
2	0.60	1.20	0.60	0.27		6	21	12	T.P.	LIMO GRIS POCO ARCILLOSO.	
3	1.20	1.80	0.60	0.35		1	7	9	T.P.	LIMO POCO ARCILLOSO COLOR GRIS .	
4	1.80	2.40	0.60	0.23		12	33	20	T.P.	LIMO POCO ARCILLOSO COLOR GRIS CON RAICES VEGETALES.	
5	2.40	2.85	0.45	0.19		13	50		T.P.	LIMO POCO ARENOSO COLOR GRIS CLARO.	
	2.85	3.00	0.15			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
6	3.00	3.60	0.60	0.22		9	30	20	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO.	
7	3.60	4.20	0.60	0.28		7	22	16	T.P.	ARENA FINA LIMOSA CAFÉ	
8	4.20	4.60	0.40	0.27		14	50/25		T.P.	ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ COLOR CAFÉ GRISACEO.	
	4.60	4.80	0.20			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
9	4.80	4.95	0.15	0.14		50			T.P.	LIMO ARENOSO CON GRAVAS.	
	4.95	5.40	0.45			AVANCE			T.P.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
10	5.40	5.75	0.35	0.23		17	50/20		T.P.	ARENA FINA COLOR CAFÉ POCO LIMOSA.	
	5.75	6.00	0.25			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
11	6.00	6.60	0.60	0.30		8	28	19	T.P.	ARENA FINA COLOR CAFÉ LIMOSA CON GRAVAS AISLADAS.	
12	6.60	6.85	0.25	0.19		20	50/10		T.P.	ARENA FINA CON GRAVAS EN LA ZAPATA.	
	6.85	7.20	0.35			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
13	7.20	7.80	0.60	0.30		8	27	17	T.P.	ARENA FINA POCO LIMOSA COLOR CAFÉ.	
14	7.80	8.40	0.60	0.31		7	25	19	T.P.	ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ.	
15	8.40	8.85	0.45	0.30		9	50		T.P.	ARENA FINA LIMOSA COLOR CAFÉ GRISACEO.	
	8.85	9.00	0.15			AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
Observaciones generales:				Turno de:				Hrs.		Profund. del proyecto: 20.00 m	
										Profundidad real: 20.00 m.	
										Operador: Sr. Luis E. Montes	
										Supervisor: Ing. Gabriel Ruíz González	

FIG. 17

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: TEQUIXQUIAC		COORDENADAS: X		Y		Z						
LOCALIZACIÓN EDO. DE MEXICO		FECHA DE INICIO: 04/10/2010		Hrs.								
POZO N° 1		TERMINACIÓN: 06/10/2010		Hrs.								
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO		BOMBA: MOYNO 3L6										
PERFORADORA: LONG YEAR 34												
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA		CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN			MUESTREO		
							15 cm	30 cm	15 cm			
16	9.00	9.30	0.30	0.21			13	50/15		T.P.	ARENA FINA COLOR GRIS CLARO.	
	9.30	9.60	0.30				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
17	9.60	9.61	0.01	0.00			50/1			T.P.	NO RECUPERO	
	9.61	11.60	1.99	0.36			AVANCE			BARRIL	FRAGMANETOS DE ROCA	
18	11.60	12.20	0.60	0.49			7	21	13	T.P.	ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	
19	12.20	12.80	0.60	0.48			7	24	14	T.P.	ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	
20	12.80	13.40	0.60	0.49			10	34	25	T.P.	LIMO COLOR CAFÉ CLARO POCO ARENOSO.	
21	13.40	14.00	0.60	0.36			11	33	35	T.P.	LIMO CAFÉ POCO ARCILLOSO.	
22	14.00	14.60	0.60	0.40			12	40	37	T.P.	LIMO POCO ARCILLOSO COLOR CAFÉ CLARO.	
23	14.60	15.05	0.45	0.28			18	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	15.05	15.20	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
24	15.20	15.60	0.40	0.22			12	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	15.60	15.80	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
25	15.80	16.25	0.45	0.21			10	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	16.25	16.40	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
26	16.40	16.85	0.45	0.34			9	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	16.85	17.00	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
27	17.00	17.60	0.60	0.40			5	18	15	T.P.	LIMO ARCILLOSOS GRIS VERDOSO	
28	17.60	18.20	0.60	0.43			10	20	10	T.P.	LIMO ARCILLOSOS GRIS VERDOSO	
29	18.20	18.65	0.45	0.10			15	50		T.P.	ARENA LIMOSA, GRIS	
	18.65	18.80	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
30	18.80	19.20	0.40	0.30			15	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	19.20	19.40	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
31	19.40	19.85	0.45	0.20			12	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	19.85	20.00	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 1/2"	
Nivel Freático (m):				Turno de:				Hrs.		Profund. del proyecto: 20.00 m		
Observaciones generales:										Profundidad real: 20.00 m.		
										Operador: Sr. Luis E. Montes		
										Supervisor: Ing. Gabriel Ruíz González		

FIG. 18

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN												
OBRA:		TEQUIXQUIAC					COORDENADAS: X		Y		Z	
LOCALIZACIÓN:		EDO. DE MEXICO					FECHA DE INICIO:		06/10/2010		Hrs.	
POZO N°:		2					TERMINACIÓN:		08/10/2010		Hrs.	
TIPO DE SONDEO:		EXPLORATORIO					BOMBA:		MOYNO 3L6			
PERFORADORA:		LONG YEAR 34										
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	N° DE GOLPES EN						
						CR% (DEERE)	15 cm	30 cm	15 cm			
1	0.00	0.60	0.60	0.25			11	20	15	T.P.	LIMO COLOR GRIS CLARO.	
2	0.60	1.20	0.60	0.20			8	22	10	T.P.	LIMO GRIS POCO ARCILLOSO.	
3	1.20	1.80	0.60	0.32			4	6	7	T.P.	LIMO POCO ARCILLOSO COLOR GRIS .	
4	1.80	2.40	0.60	0.20			14	30	18	T.P.	LIMO POCO ARCILLOSO COLOR GRIS CON RAICES VEGETALES.	
5	2.40	2.80	0.40	0.15			20	50/25		T.P.	LIMO POCO ARENOSO COLOR GRIS CLARO.	
	2.80	3.00	0.20				AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
6	3.00	3.60	0.60	0.26			12	28	19	T.P.	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO.	
7	3.60	4.20	0.60	0.22			7	20	13	T.P.	ARENA FINA LIMOSA CAFÉ	
8	4.20	4.60	0.40	0.23			10	50/25		T.P.	ARENA FINA POCO LIMOSA CAFÉ COLOR CAFÉ GRISACEO.	
	4.60	4.80	0.20				AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
9	4.80	5.05	0.25	0.10			45	50/10		T.P.	LIMO ARENOSO CON GRAVAS.	
	5.05	5.40	0.35				AVANCE			T.P.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
10	5.40	5.80	0.40	0.20			20	50/25		T.P.	ARENA FINA COLOR CAFÉ POCO LIMOSA.	
	5.80	6.00	0.20				AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
11	6.00	6.60	0.60	0.35			10	25	16	T.P.	ARENA FINA COLOR CAFÉ LIMOSA CON GRAVAS AISLADAS.	
12	6.60	6.95	0.35	0.15			20	50/20		T.P.	ARENA FINA CON GRAVAS EN LA ZAPATA.	
	6.95	7.20	0.25				AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
13	7.20	7.80	0.60	0.15			10	25	15	T.P.	ARENA FINA POCO LIMOSA COLOR CAFÉ.	
14	7.80	8.40	0.60	0.25			8	25	16	T.P.	ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ.	
15	8.40	8.80	0.40	0.26			10	50/25		T.P.	ARENA FINA LIMOSA COLOR CAFÉ GRISACEO.	
	8.80	9.00	0.20				AVANCE			B.T.	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE DIAMETRO 2 15/16"	
Observaciones generales:						Turno de:				Hrs.	Profund. del proyecto: 20.00 m	
											Profundidad real: 20.00 m.	
											Operador: Sr. Luis E. Montes	
											Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González	

FIG. 19

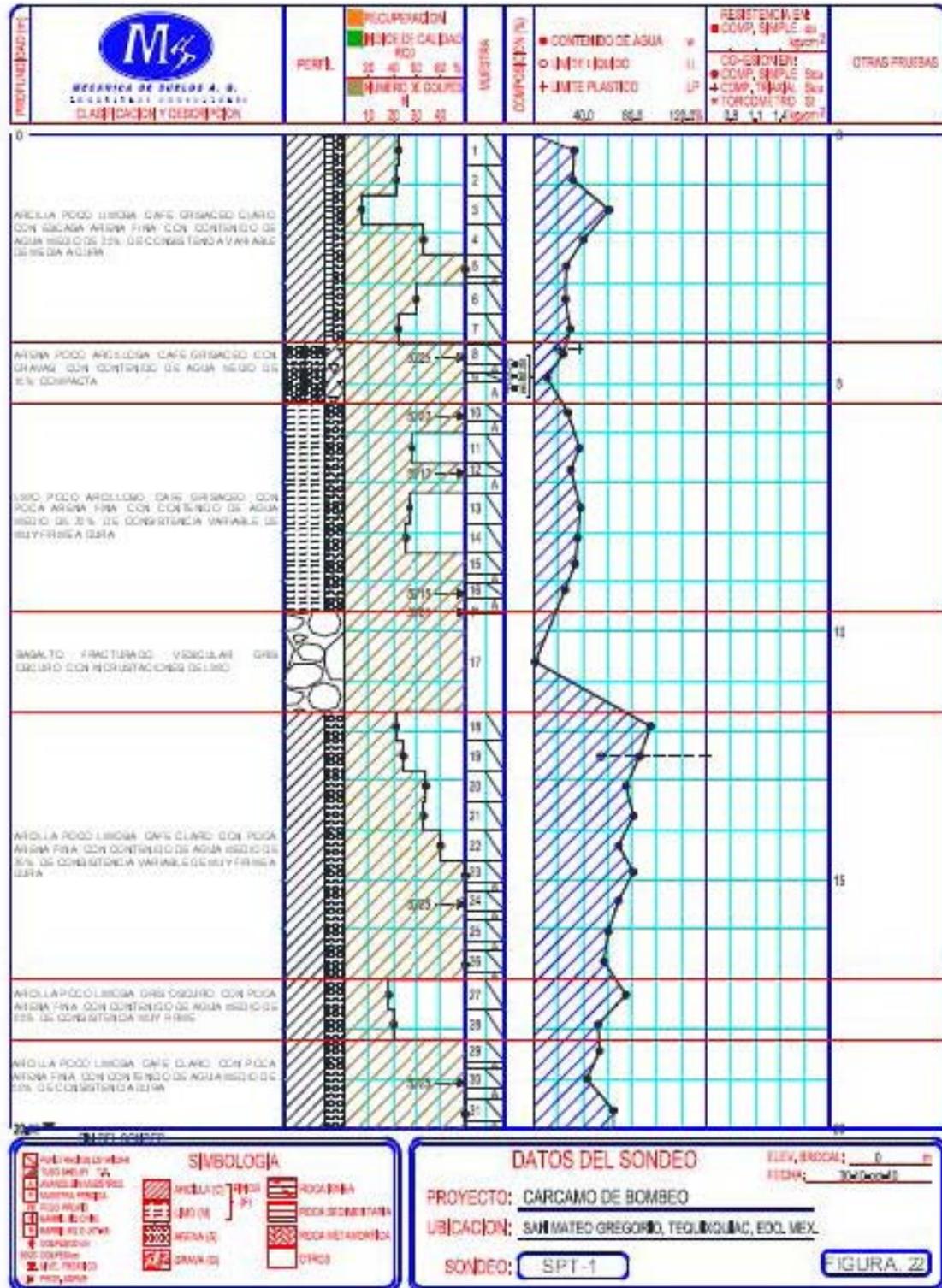
REPORTE DIARIO DE PERFORACION												
OBRA: TEQUIXQUIAC			COORDENADAS: X			Y			Z			
LOCALIZACIÓN: EDO. DE MEXICO			FECHA DE INICIO: 06/10/2010			Hrs.						
POZO N°: 2			TERMINACIÓN: 08/10/2010			Hrs.						
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO			BOMBA: MOYNO 3LG									
PERFORADORA: LONG YEAR 34												
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm N° DE GOLPES EN					
							15 cm	30 cm	15 cm	MUESTREO		
16	9.00	9.40	0.40	0.21			15	50/25		T.P.	ARENA FINA COLOR GRIS CLARO.	
	9.40	9.60	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
	9.60	9.65	0.05	0.00			50/5			T.P.	NO RECUPERO	
17	9.65	11.60	1.95	0.36			AVANCE			BARRIL	FRAGMENTOS DE ROCA	
18	11.60	12.20	0.60	0.49			9	20	12	T.P.	ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	
19	12.20	12.80	0.60	0.48			7	22	16	T.P.	ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	
20	12.80	13.40	0.60	0.49			10	30	20	T.P.	LIMO COLOR CAFÉ CLARO POCO ARENOSO.	
21	13.40	14.00	0.60	0.36			12	30	29	T.P.	LIMO CAFÉ POCO ARCILLOSO.	
22	14.00	14.60	0.60	0.40			15	35	32	T.P.	LIMO POCO ARCILLOSO COLOR CAFÉ CLARO.	
23	14.60	15.05	15.00	0.28			20	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	15.05	15.20	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
24	15.20	15.60	0.40	0.22			20	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	15.60	15.80	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
25	15.80	16.20	0.40	0.21			15	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	16.20	16.40	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
26	16.40	16.85	0.45	0.34			15	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	16.85	17.00	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
28	17.00	17.60	0.60	0.40			6	19	12	T.P.	LIMO ARCILLOSOS GRIS VERDOSO	
29	17.60	18.20	0.60	0.43			8	20	13	T.P.	LIMO ARCILLOSOS GRIS VERDOSO	
30	18.20	18.65	0.45	0.10			22	50		T.P.	ARENA LIMOSA, GRIS	
	18.65	18.80	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
31	18.80	19.20	0.40	0.30			20	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	19.20	19.40	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
32	19.40	19.80	0.40	0.20			20	50/25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	19.80	20.00	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG DE DIAMETRO 2 15/16"	
Nivel Freatico (m):			Turno de:			Hrs.			Profund. del proyecto: 20.00 m			
Observaciones generales:									Profundidad real: 20.00 m			
									Operador: Sr. Luis E. Montes			
									Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González			
Ademe (m):									Fecha: 08/Octubre/10			
									FIGURA.20			

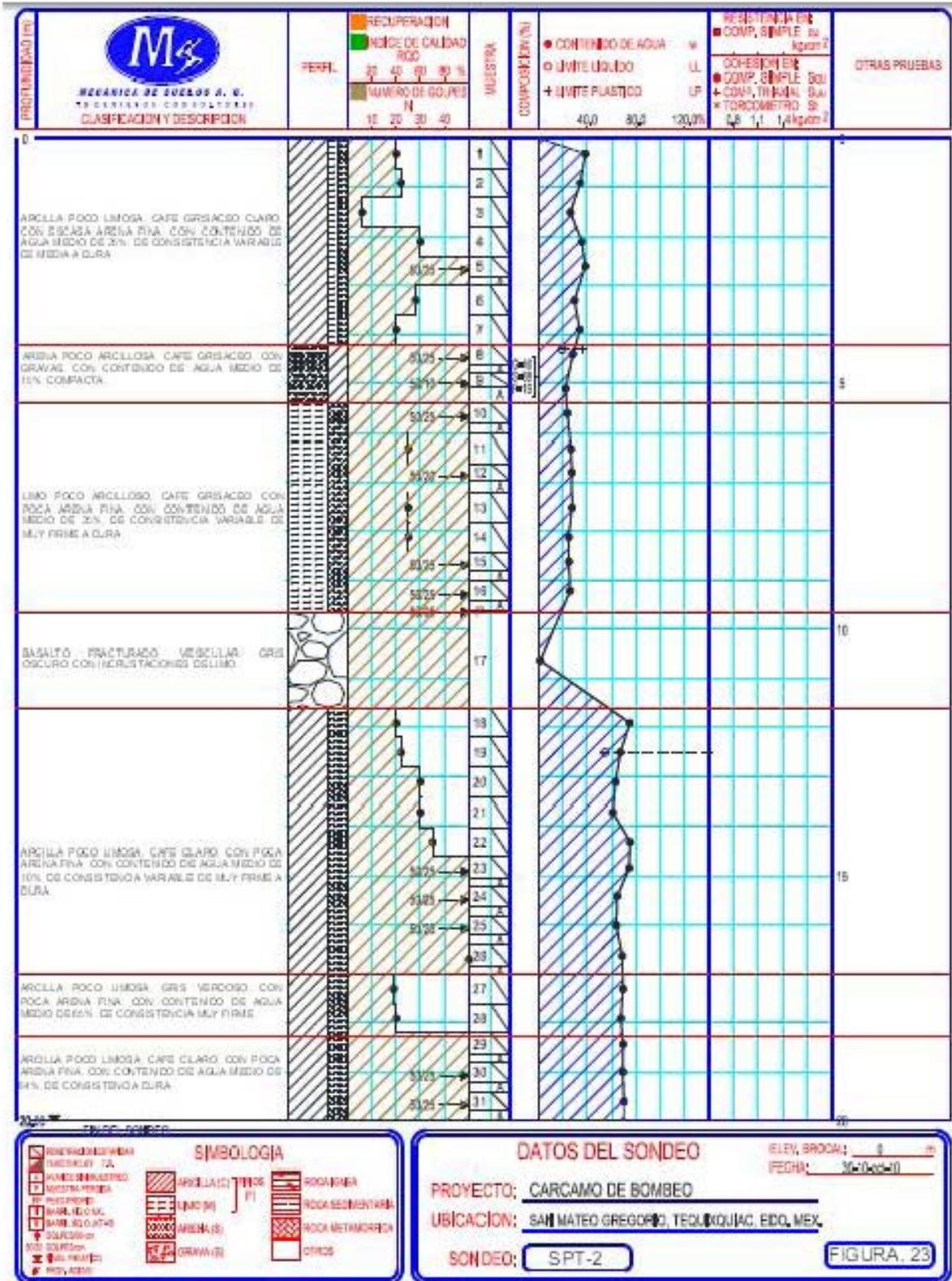
FIG. 20

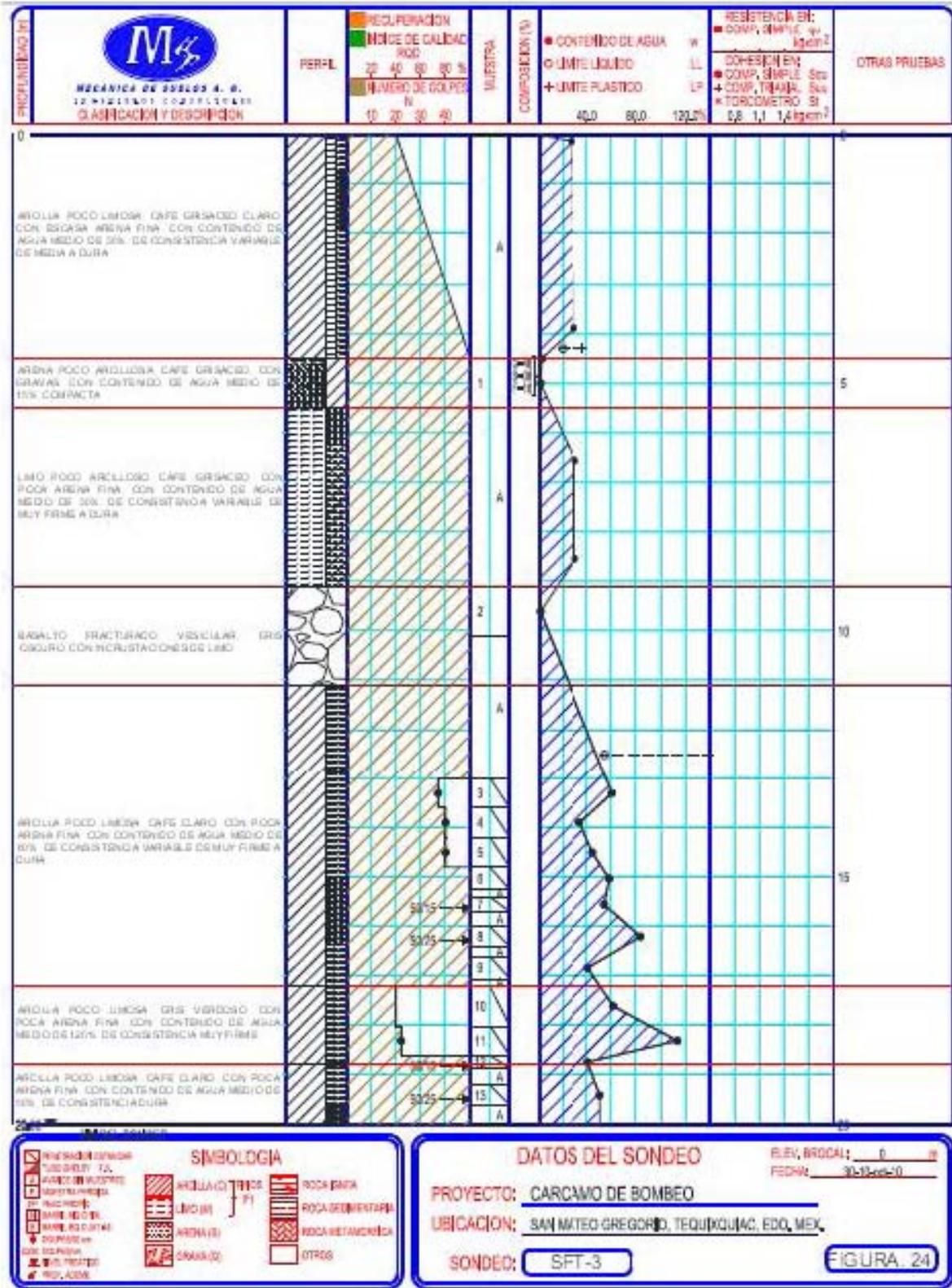
REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN												
OBRA: TEQUIXQUIAC				COORDENADAS: X Y Z								
LOCALIZACIÓN: EXPLORATORIO				FECHA DE INICIO: 08/10/2010				Hrs.				
PCZO N° 3				TERMINACIÓN: 09/10/2010				Hrs.				
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO												
PERFORADORA: LONG YEAR 34				BOMBA: MOYNO 3L6								
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm N° DE GOLPES EN					
							15 cm	30 cm	15 cm	MUESTREO		
	0.00	4.50	4.50				AVANCE			BD	AVANCE CON BROCA DRAG	
1	4.50	5.50	1.00	0.20			BARRIL			B	FRAGMENTOS DE ROCA	
	5.50	9.10	3.60				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
2	9.10	10.10	1.00	0.20			AVANCE			B.D.	FRAGMENTOS DE ROCA	
	10.10	13.00	2.90				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
3	13.00	13.60	0.60	0.52			10	37	34	T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
4	13.60	14.20	0.60	0.50			12	40	35	T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
5	14.20	14.80	0.60	0.35			10	40	37	T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
6	14.80	15.25	0.45	0.28			18	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	15.25	15.40	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
7	15.40	15.70	0.30	0.22			17	50'15		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	15.70	16.00	0.30				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
8	16.00	16.40	0.40	0.21			13	50'25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO CON GRAVA EN ZAPATA	
	16.40	16.60	0.20				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
9	16.60	17.05	0.45	0.34			15	50		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	17.05	17.20	0.15				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
10	17.20	18.00	0.80	0.40			6	20	17	T.P.	LIMO CAFÉ EN PARTE SUP, LIMO ARCILLOSOS GRIS VERDOSO P. INFERIOR.	
11	18.00	18.60	0.60	0.43			8	22	14	T.P.	LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSO.	
12	18.60	18.85	0.25	0.10			20	50'10		T.P.	ARENA LIMOSA DE COLOR GRIS.	
	18.85	19.20	0.35				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
13	19.20	19.60	0.40	0.35			15	50'25		T.P.	LIMO CAFÉ CLARO	
	19.60	20.00	0.40				AVANCE			B.D.	AVANCE CON BROCA DRAG	
Nivel Freático (m):				Turno de:				Hrs.				Profund. del proyecto: 20.00 m
Observaciones generales:												Profundidad real: 20.00 m
												Operador: Sr. Luis E. Montes
												Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González
												Fecha: 11/Octubre/10
Ademe (m):												FIGURA. 21

FIG.21

El perfil de los sondeos profundos y del pozo a cielo abierto excavado se indica en las figuras 22 a 25. En el anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.







CAPITULO TRES

PRUEBAS DE

LABORATORIO.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el manual de laboratorio de la S.A.R.H.¹

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo.

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. El registro de estos trabajos se presenta en el 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. El registro de estos trabajos se presenta en el anexo II.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU). La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondiente 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 el anexo II.

¹ MECANICA DE SUELOS, INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS, SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS, DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL, MEXICO, 1961.

CAPITULO CUATRO.

CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.

4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.

El sitio de interés se localiza al norte del valle de México en la zona de lomas según la regionalización echa por Del Castillo².

El predio de interés se encuentra sobre el cuerpo de una barranca, y actualmente presenta un desnivel de aproximadamente 20m.

La estratigrafía en forma general en sitio de interés, puede resumirse de la siguiente forma: entre la superficie y 4.50m de profundidad se tienen materiales de relleno, entre 4.50 y 9.00m de profundidad se tienen materiales de origen volcánico, constituidos por una arcilla arenosa poco limosa, café oscuro, con contenido de agua medio de 40%, de consistencia dura. Entre 9.00 y 12.00m de profundidad se tienen depósitos de boleos y roca basáltica; y a partir de 12.00m y hasta la máxima profundidad explorada 20.00m, se tienen materiales de origen volcánico arcilla arenosa poco limosa, color café claro, con contenido medio de agua de 50%, de consistencia variable de muy firme a dura, con índice de resistencias a la penetración estándar variable de 18 golpes a mas de 50 golpes.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES denomina Zona de Lomas.

El nivel de aguas freáticas no se detecto hasta la máxima profundidad explorada en la fecha que se realizo la exploración.

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 modulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3kg/cm^3 .

2 R. DEL CASTILLO M. SIMPOSIO 10 DEMARZO DE 1978. EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS.

CAPITULO CINCO

ANALISIS DE CIMENTACION.

5. ANALISIS DE CIMENTACION.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo antes descritas, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia en el área donde se desplantara la estructura proyectada, de materiales de tipo residual de origen volcánico, constituidos por capas interestratificadas de arcilla limo arenosa y limo arenoso de consistencia variable de muy firme a dura; y las características arquitectónicas y estructurales de la estructura proyectada, se juzga de la alternativa de cimentación más adecuada será mediante:

5.1 CASETA DE OPERACIÓN Y VIGILANCIA.

Por encontrarse en una condición de talud se juzga que la cimentación más segura será a base de una losa de cimentación, diseñada para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 10 ton/m^2 y desplantada superficialmente a la cota 2212.0m, dentro de los materiales de origen natural.

5.1.1 estado limite de falla en condiciones estáticas para la caseta.

La revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se deberán hacer considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R F_R$$

o

$$\frac{\sum Q F_c}{A \text{ losa}} < Q_{ADM}$$

Donde:

Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad máxima, mas el peso de la cimentación en ton.

F_c Factor de carga a dimensional e igual a 1.4

R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo del tipo de cimentación empleada.

F_R : Factor de resistencia, a dimensional e igual a 0.7 para losa.

Q_{ADM} = Capacidad de carga admisible de los materiales.

Calculando acciones verticales Q :

Considerando: $1.1 \text{ ton/m}^2/\text{niv}$ para estructuras de concreto reforzado tenemos que:

$$1.1 \text{ ton/m}^2/\text{niv} * 1 \text{ niv} = 1.1 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{\text{caseta}} = 6\text{m} * 4\text{m} = 24\text{m}^2$$

$$Q_{\text{caseta}} = A * 1.1 \text{ ton/m}^2$$

$$= 24\text{m}^2 * 1.1 \text{ ton/m}^2 = 26.4 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{cimentación}} = 24\text{m}^2 * 0.20\text{m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 11.52 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{MAX}} = Q_{\text{caseta}} + Q_{\text{cimentación}}$$

$$Q_{\text{MAX}} = 26.4 \text{ ton} + 11.52 \text{ ton} = 37.92 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{INST}} = 95\% Q_{\text{MAX}}$$

$$Q_{\text{INST}} = 0.95 * 37.92\text{ton} = 36.02 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{MED}} = 90\% Q_{\text{MAX}}$$

$$Q_{\text{MED}} = 0.90 * 37.92\text{ton} = 34.128 \text{ ton.}$$

Afectados por un factor de carga FC



$$Q_{\text{MAX FC}} = 37.92 * 1.4 = 53.10 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{INST FC}} = 36.02 * 1.1 = 39.62 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{MED FC}} = 34.13 * 1.0 = 34.13 \text{ ton.}$$

Así la presión neta máxima será:

$$PN_{\text{MAX}} = \frac{\sum QFc}{A \text{ losa}} = \frac{53.1 \text{ ton}}{24 \text{ m}^2} = 2.21 \text{ ton/m}^2$$

5.1.2 Capacidad de carga de la cimentación para la caseta.

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se denomina considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en las normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R_{FR} = (C N_c F_R + P_v) A_l$$

R_{FR} : capacidad de carga admisible de la losa de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m^2 .

C: Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m^2 .

F_R : Factor de resistencia, a dimensional e igual a 0.7

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2 .

N_c : Coeficiente de la capacidad de carga, a dimensional y dado por la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

En la cual:

D_f : profundidad de desplante de la losa de cimentación, en m.

B: Ancho de la losa de cimentación, en m.

L: Largo de la losa de cimentación, en m.

Al: Área de la losa de cimentación.

Calculando la Capacidad de carga admisible de los materiales Q_{ADM} :

$$Q_{ADM} = C Nc F_R + P_v$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{Df}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{0.20}{4} + 0.25 \frac{4}{6} \right) = 6.06$$

$$C = \text{Usaremos una } C_{\text{promedio}} = 9.91 \text{ ton/m}^2$$

Pero por encontrarse en una condición de talud se toma $\frac{2}{3} c$

$$\frac{2}{3} * 9.91 \text{ ton/m}^2 = 6.6 \text{ ton/m}^2$$

$$P_v = \gamma DF$$

$$P_v = 1.6 \text{ ton/m}^3 * 0.20\text{m} = 0.32 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ADM} = 6.6 \text{ ton/m}^2 * 6.06 * 0.7 + 0.32\text{ton/m}^2 = 28.31 \text{ ton/m}^2$$

$$o \quad Q F_c < R F_R$$

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A \text{ losa}} < Q_{ADM}$$

$$\text{donde: } R F_R = (C Nc F_R + P_v) Al$$

$$2.21 \text{ ton/m}^2 < 28.31 \text{ ton/m}^2$$

$$53.10 \text{ ton.} < 679.44\text{ton.}$$

C promedio			
MATERIAL	C (ton/m2)	h (m)	c*h
3	11.39	1.1	12.529
4	5.62	1	5.62
3'	11.39	2.5	28.475
5	2	1	2
6	12	3.5	42
7	5	2	10
8	12	4.5	54
			154.624

$$C \text{ prom} = 154.62/15.6 = 9.91 \text{ ton/m}^2$$

5.1.3 Estado limite de falla en condiciones dinámicas para la caseta.

La revisión de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas se realiza de acuerdo al criterio, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de las siguiente desigualdad.

$$W_t F_c - W_c < FR AR q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a o b \gamma}{FR C g} \right)$$

Donde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada.

F_c : Factor de carga, a dimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a $W_c = \gamma D_f A$

FR : área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$AR = (B - 2 e) L$$

Siendo:

B : ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L : largo de la losa de fondo del cajón de cimentación.

e : excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_v}{W_t}$$

donde:

W_T: peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_s: Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_v = 0.8 (2/3) H_T W_T (C_s/Q)$$

Siendo

H_T: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

C_s: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.16

Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q₁: Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

C: Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

N_c: coeficiente de capacidad de carga.

a_o: Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.16 g, para estructuras tipo B, afectadas por un factor de ductibilidad de 3.0.

$a_o = 0.16 * 9.81/3 = 0.52 \text{ m/s}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b: el valor mínimo de:

$$b = 1.2 h$$

b = ancho del area reducida de la losa.

$$b = 20\text{m.}$$

En la cual:

d: Ancho del área reducido de la losa

h: Profundidad desde el nivel de desplante del cajón hasta la capa dura mas próxima.

γ : Peso volumétrico del material.

C: Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

Cálculos:

$$AR = (B-2e) L$$

donde:

$$AR = (4-(2*0.092))6 = 22.896m^2$$

$$e = \frac{Mv}{WT} = \frac{3.66 \text{ ton/m}}{39.62 \text{ ton}} = 0.092m$$

$$Mv = 0.8 \frac{2}{3} H_T W \frac{Cs}{Q}$$

$$Mv = 0.8 \frac{2}{3} (3.25) (39.62) \frac{0.16}{3} = 3.66 \text{ ton/m}$$

$$q1 = C Nc$$

$$= 6.6 \text{ ton/m}^2 * 6.06 = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$b = 1.2 * 0.05m = 0.06m$$

$$Wt Fc - Wc < FR AR q1 \left(1 - \frac{0.12 Fc a0 b \gamma}{FR C g} \right)$$

$$FR AR q1 \left(1 - \frac{0.12 * Fc a0 b \gamma}{FR c g} \right)$$

$$0.7 * 22.896m^2 * 40 \text{ ton/m}^2 * \left(1 - \frac{0.12 * 1.1 * 0.52 \frac{m}{s^2} * 0.06m * 1.6 \frac{ton}{m^3}}{0.7 * 6.6 \frac{ton}{m^2} * 9.81 \frac{m}{s^2}} \right) = 599.81 \text{ ton.}$$

39.62 < 599.81 ton. La desigualdad se satisface ampliamente.

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

5.1.4 Estado limite de servicio para la caseta.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberá a los asentamientos elásticos producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

5.1.4.1 Asentamientos elásticos.

Para la evaluación de los asentamientos elásticos máximos que ocurrirán al cargar el terreno de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geofísicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{q B}{E} [(1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2]$$

Donde:

q: Carga uniformemente repartida superficialmente, en ton/m².

B: Ancho del área cargada en m.

F1 y F2: Coeficientes a dimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D: Espesor del estrato considerado en m.

L: Longitud del área cargada, en m.

E: Módulo de elasticidad del suelo bajo la cimentación, en ton/m².

U: Relación de Poisson, a dimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD1 (E1, u1) + (HD2 (E2, u2) - HD1 (E2, u2)) + \dots + (HDn (En, un) - HDn -1 (En, un))$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

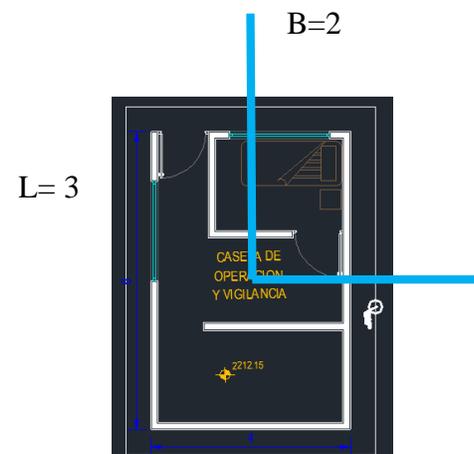
profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
0.00 - 9.00	3,000	0.35
9.00 - 12.40	12,000	0.25
12.40 - 20.0	8,000	0.25

CALCULOS ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

ASENTAMIENTOS ELASTICOS (AL CENTRO)

$$\Delta H_e = \frac{Bq}{E} [(1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2u^2) F_2]$$

$\frac{L}{B}$ y $\frac{Z}{B}$ Para F_1 y F_2 de las graficas de Steinbrenner



$$+ \Delta H_{e1} = \frac{2 \cdot 2.21}{3000} [(1 - 0.35^2) 0.47 + (1 - 0.35 - 2 \cdot 0.35^2) 0.05] = 6.37 \times 10^{-4}$$

De las graficas de Steinbrenner:

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{2} = 1.5 \quad ; \quad \frac{Z}{B} = \frac{9}{2} = 4.5 \quad \text{por lo tanto: } F_1 = 0.47 \quad ; \quad F_2 = 0.05$$

$$+ \Delta H_{eII} = \frac{2 \cdot 2.21}{12000} [(1 - 0.25^2) 0.52 + (1 - 0.25 - 2 * 0.25^2) 0.04] = 1.89 \times 10^{-4}$$

De las graficas de Steinbrenner:

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{2} = 1.5 ; \quad \frac{Z}{B} = \frac{12.4}{2} = 6.2 \quad \text{por lo tanto: } F_1 = 0.52 ; \quad F_2 = 0.04$$

$$- \Delta H_{eI-II} = \frac{2 \cdot 2.21}{12000} [(1 - 0.25^2) 0.47 + (1 - 0.25 - 2 * 0.25^2) 0.05] = 1.74 \times 10^{-4}$$

$$+ \Delta H_{eIII} = \frac{2 \cdot 2.21}{8000} [(1 - 0.25^2) 0.575 + (1 - 0.25 - 2 * 0.25^2) 0.025] = 3.06 \times 10^{-4}$$

De las graficas de Steinbrenner:

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{2} = 1.5 ; \quad \frac{Z}{B} = \frac{20}{2} = 10 \quad \text{por lo tanto: } F_1 = 0.575 ; \quad F_2 = 0.025$$

$$- \Delta H_{eII-III} = \frac{2 \cdot 2.21}{8000} [(1 - 0.25^2) 0.52 + (1 - 0.25 - 2 * 0.25^2) 0.04] = 2.83 \times 10^{-4}$$

$$\Delta H_{eT} = 6.75 \times 10^{-4} = 0.00067\text{m} = 0.07\text{cm} \quad \text{Por lo que los asentamientos resultan permisibles.}$$

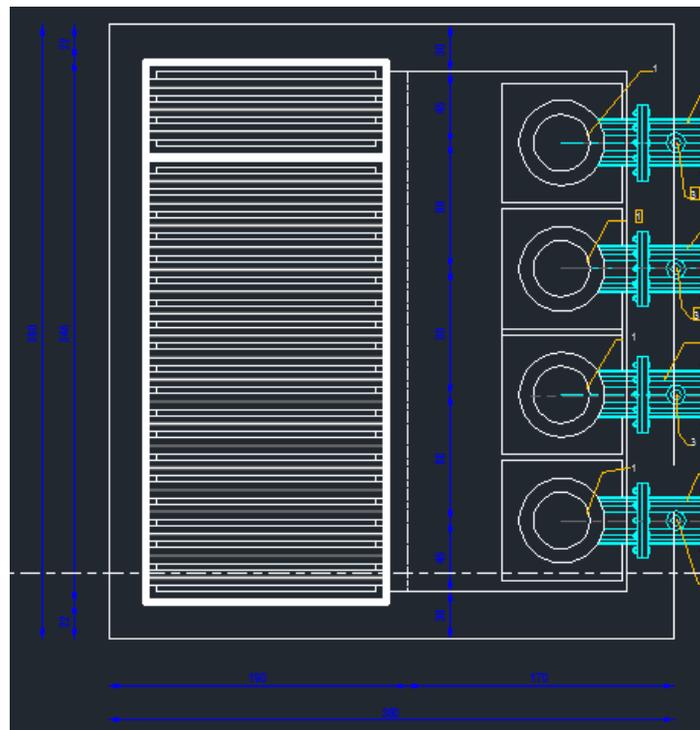
5.2 CUARTO DE SUBESTACIÓN ELÉCTRICA.

Por encontrarse en una condición de talud se juzga que la cimentación más segura será a base de una losa de cimentación, desplantada superficialmente a la cota 2217.5m diseñada para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 10 ton/m^2 y apoyadas sobre una plataforma de materiales mejorados a base de tepetate, que sustituya a los materiales de relleno.

5.3 OBRA DE TOMA Y CONDUCTO DE LLAMADA.

Su cimentación será su losa de fondo, diseñada para una capacidad de carga admisible de 15 ton/m^2 .

5.4 CARCAMO DE OMBEO.



5.4.1 Estado límite de falla en condiciones estáticas para el cárcamo.

La revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se deberán hacer considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R F_R$$

o

$$\frac{\sum Q F_c}{A \text{ losa}} < Q_{ADM}$$

Donde:

Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad máxima, mas el peso de la cimentación en ton.

F_c Factor de carga adimensional e igual a 1.4

R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo del tipo de cimentación empleada.

F_R: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7 para losa.

Q_{ADM} = Capacidad de carga admisible de los materiales.

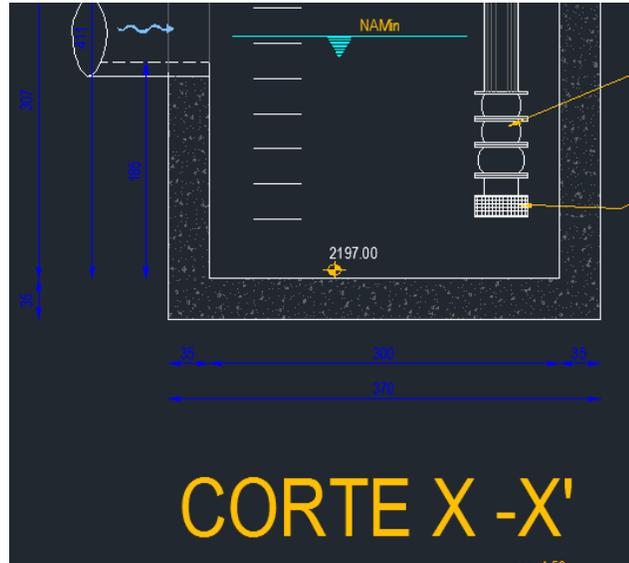
CARGAS Q

Q Muros de concreto (perímetro)

$$P = 3.7 + 3.7 + 3.9 + 3.9 = 15.2\text{m}$$

$$V = 15.2\text{m} * 0.35\text{m} * 14\text{m} = 74.48\text{m}^3$$

$$Q_{\text{muros}} = 74.48\text{m}^3 * 2.4\text{ton/m}^3 = \underline{178.75\text{ton}}$$



Q agua al nivel maximo.

$$V = 3\text{m} * 3.2\text{m} * 14\text{m} = 134.4\text{m}^3$$

$$Q_{\text{agua}} = 134.4\text{m}^3 * 1\text{ton/m}^3 = \underline{134.4\text{ ton.}}$$

Q losa tapa.

$$V = 3.7\text{m} * 3.9\text{m} * 0.20\text{m} = 2.89\text{m}^3$$

$$Q_{\text{losa tapa}} = 2.89\text{m}^3 * 2.4\text{ton/m}^3 = \underline{6.94\text{ ton.}}$$

Q losa de cimentacion.

$$V = 3.7\text{m} * 3.9\text{m} * 0.35\text{m} = 5.05\text{m}^3$$

$$Q_{\text{cim}} = 5.05\text{m}^3 * 2.4\text{ton/m}^3 = \underline{12.12\text{ ton.}}$$

Q equipo de bombeo.

$$Q_{\text{bom}} = \underline{8\text{ ton.}}$$

$$Q_{\text{MAX.}} = 340.21\text{ ton.}$$

$$Q_{\text{INST.}} = 95\% * Q_{\text{MAX.}} = 0.95 * 340.21 = 323.2\text{ ton.}$$

$$Q_{\text{MED.}} = 90\% * Q_{\text{MAX.}} = 0.90 * 340.21 = 306.19\text{ ton.}$$

Afectadas por un factor de carga (F_c).

$$Q_{\text{MAX } F_c} = 340.21 \text{ ton. (1.4)} = 476.29 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{INST } F_c} = 323.2 \text{ ton. (1.1)} = 355.52 \text{ ton.}$$

$$Q_{\text{MED } F_c} = 306.19 \text{ ton. (1.0)} = 306.19 \text{ ton.}$$

Así la presión neta máxima será de:

$$P_{N_{\text{MAX.}}} = \frac{\Sigma Q F_c}{A \text{ losa}} = \frac{476.29 \text{ ton.}}{14.43 \text{ m}^2} = 33.01 \text{ ton/m}^2$$

5.4.2 Capacidad de carga de la cimentación para el cárcamo.

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se denomina considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en las normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R F_R = (C N_c F_R + P_v) A_l$$

$$Q_{\text{ADM}} = C N_c F_R + P_v$$

$R F_R$: capacidad de carga admisible de la losa de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m^2 .

C : Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m^2 .

F_R : Factor de resistencia, a dimensional e igual a 0.7

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2 .

N_c : Coeficiente de la capacidad de carga, a dimensional y dado por la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

En la cual:

Df: profundidad de desplante de la losa de cimentación, en m.

B: Ancho de la losa de cimentación, en m.

L: Largo de la losa de cimentación, en m.

Al: Área de la losa de cimentación.

Calculando la Capacidad de carga admisible de los materiales Q_{ADM} :

$$Q_{ADM} = C N_c F_R + P_v$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{0.35}{3.70} + 0.25 \frac{3.70}{3.90} \right) = 6.48$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = \gamma * h = 1.6 \text{ ton/m}^3 * 0.35\text{m} = 0.56 \text{ ton/m}^2$$

$$C = 12 \text{ (material 8)}$$

$$Q_{ADM} = 12 \text{ ton/m}^2 * 6.48 * 0.7 + 0.56 \text{ ton/m}^2 = 54.99 \text{ ton/m}^2$$

o

$$Q F_c < R F_R$$

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A \text{ losa}} < Q_{ADM}$$

$$\text{donde: } R F_R = (C N_c F_R + P_v) A_l$$

$$33.01 \text{ ton/m}^2 < 54.99 \text{ ton/m}^2$$

$$476.29 \text{ ton.} < 793.5 \text{ ton.}$$

5.4.3 Estado limite de falla en condiciones dinámicas para el cárcamo.

La revisión de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas se realiza de acuerdo al criterio, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de las siguiente desigualdad.

$$W_t F_c - W_c < F_R A R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a o b \gamma}{F_R C g} \right)$$

Donde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada.

F_c : Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a $W_c = \gamma D_f A$

F_R : área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2 e) L$$

Siendo:

B : ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L : largo de la losa de fondo del cajón de cimentación.

e : excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_v}{W_t}$$

Donde:

W_T: peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_s: Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_v = 0.8 (2/3) H_T W_T (C_s/Q)$$

Siendo:

H_T: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

C_s: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.16

Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q₁: Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

C: Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

N_c: coeficiente de capacidad de carga.

a_o: Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.16 g, para estructuras tipo B, afectadas por un factor de ductibilidad de 3.0.

$a_o = 0.16 * 9.81/3 = 0.52 \text{ m/s}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b: el valor mínimo de:

$$b = 1.2 h$$

b = ancho del área reducida de la losa.

$$b = 20\text{m.}$$

En la cual:

d: Ancho del área reducido de la losa

h: Profundidad desde el nivel de desplante del cajón hasta la capa dura mas próxima.

γ : Peso volumétrico del material.

C: Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

Cálculos:

$$AR = (B-2e) L$$

donde:

$$AR = (3.70-(2*0.41))3.90 = 11.232\text{m}^2$$

$$e = \frac{Mv}{WT} = \frac{194.41 \text{ ton/m}}{476.29 \text{ ton}} = 0.408\text{m} \approx 0.41\text{m}$$

$$Mv = 0.8 \frac{2}{3} H_T W \frac{Cs}{Q}$$

$$Mv = 0.8 \frac{2}{3} (14.35) (476.29) \frac{0.16}{3} = 194.41 \text{ ton/m}$$

$$q1 = C Nc$$

$$q1 = 12 \text{ ton/m}^2 * 6.48 = 77.76 \text{ ton/m}^2$$

$$b = 1.2 * 0.1\text{m} = 0.012\text{m}$$

$$Wt Fc - Wc < FR AR q1 \left(1 - \frac{0.12 Fc a0 b \gamma}{FR C g} \right)$$

$$FR AR q1 \left(1 - \frac{0.12 * Fc a0 b \gamma}{FR c g} \right)$$

$$0.7 * 11.232\text{m}^2 * 77.76 \text{ ton/m}^2 * \left(1 - \frac{0.12 * 1.1 * 0.52 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.012\text{m} * 1.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{0.7 * 12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 611.37 \text{ ton.}$$

426.29ton < 611.37 ton. La desigualdad se satisface.

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

5.4.4 Estado limite de servicio para el cárcamo.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberá a los asentamientos elásticos producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

5.4.4.1 Asentamientos elásticos para el cárcamo.

Para la evaluación de los asentamientos elásticos máximos que ocurrirán al cargar el terreno de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geofísicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{q B}{E} [(1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2]$$

Donde:

q: Carga uniformemente repartida superficialmente, en ton/m².

B: Ancho del área cargada en m.

F1 y F2: Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D: Espesor del estrato considerado en m.

L: Longitud del área cargada, en m.

E: Módulo de elasticidad del suelo bajo la cimentación, en ton/m².

U: Relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD_1 (E_1, u_1) + (HD_2 (E_2, u_2) - HD_1 (E_2, u_2)) + \dots + (HD_n (E_n, u_n) - HD_{n-1} (E_n, u_n))$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
0.00 - 9.00	3,000	0.35
9.00 - 12.40	12,000	0.25
12.40 - 20.0	8,000	0.25

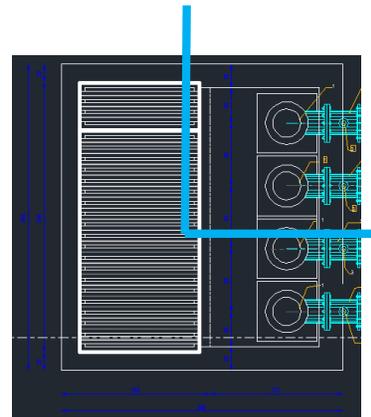
CALCULOS ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

ASENTAMIENTOS ELASTICOS (AL CENTRO)

$$L=1.95$$

$$\Delta H_e = \frac{B q}{E} [(1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2]$$

$\frac{L}{B}$ y $\frac{Z}{B}$ Para F_1 y F_2 de las graficas de Steinbrenner



$$B = 1.85$$

$$+ \Delta H_{eCIII} = \frac{1.85 \cdot 33.01}{8000} [(1 - 0.25^2) 0.45 + (1 - 0.25 - 2 * 0.25^2) 0.025] = 2.99 \times 10^{-3}$$

$$= 0.003 \text{m} = 0.3 \text{cm}$$

De las graficas de Steinbrenner:

$$\frac{L}{B} = \frac{1.95}{1.85} = 1.05 \quad ; \quad \frac{Z}{B} = \frac{10}{1.85} = 5.4 \quad \text{por lo tanto:} \quad F_1 = 0.45 \quad ; \quad F_2 = 0.025$$

ASENTAMIENTOS ELASTICOS (A UNA ORILLA)

$$\begin{aligned} + \Delta_{HeOIII} &= \frac{3.7 \cdot 33.01}{8000} [(1 - 0.25^2) 0.345 + (1 - 0.25 - 2 * 0.25^2) 0.05] = 4.03 \times 10^{-3} \\ &= 0.004\text{m} = 0.4\text{cm} \end{aligned}$$

De las graficas de Steinbrenner:

$$\frac{L}{B} = \frac{1.95}{1.85} = 1.05 \quad ; \quad \frac{Z}{B} = \frac{10}{3.7} = 2.7 \quad \text{por lo tanto:} \quad F_1 = 0.345 \quad ; \quad F_2 = 0.05$$

Los asentamientos son permisibles.

5.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN.

A continuación se indica en general el procedimiento constructivo para la cimentación.

- a) En las zonas donde se apoyará la losa de cimentación deberá excavarse hasta el contacto con los materiales de origen natural.
- b) Una vez terminada la excavación en las zonas donde se apoyarán la losa de cimentación y se requiera rellenar para alcanzar los niveles de proyecto, se procederá a recuperar el nivel mediante una plataforma de materiales controlados, en cuanto a su constitución y colocación, a base de tepetate, colocado en capas de 0.20m en estado suelto y compactadas al 96% de su Peso Volumétrico Seco máximo, según la prueba Proctor estándar.
- c) Terminada la plataforma, se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por perdida de humedad y por el tránsito de trabajadores.
- d) Se procederá a colocar el armado y a colocar la cimentación.

- e) Los materiales para la conformación de la plataforma podrá ser una mezcla de gravas, arena y materiales fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40% máximo
Índice plástico	15% máximo
Contracción lineal	5% máximo
Valor relativo de soporte (CBR)	10% mínimo
Contenido de agua optimo	25% máximo
Peso volumétrico seco máximo	1.3 ton/m ³ mínimo

- f) Los materiales con los que se conformaran las plataformas se disgregaran hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante un equipo que permita obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
- g) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocaran en capas de 20cm. De espesor, como máximo, compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba proctor estándar, hasta alcanzar el nivel de proyecto, empleando rodillo liso o bailarinas
- h) Se deberá efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas para verificar el porcentaje de compactación alcanzando en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica por cada 50m³ de material compactado.
- i) Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplen de prueba, para definir el numero de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = \frac{rd \text{ sitio}}{rd \text{ optimo}} * 100$$

Requiriéndose como mínimo el 96%

CAPITULO SEIS.

PROCESO

CONSTRUCTIVO.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO.

A. Para tener Factores de seguridad estables, la excavación se podrá hacer dejando taludes exteriores con una pendiente de 0.75 : 1 (horizontal: vertical).

B. Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojara al cárcamo, al conducto de llamada y a la obra de toma, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un sistema de anclaje, que tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo.

6.1 PRESIONES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RÍGIDOS.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el manual de diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en una area contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del area, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

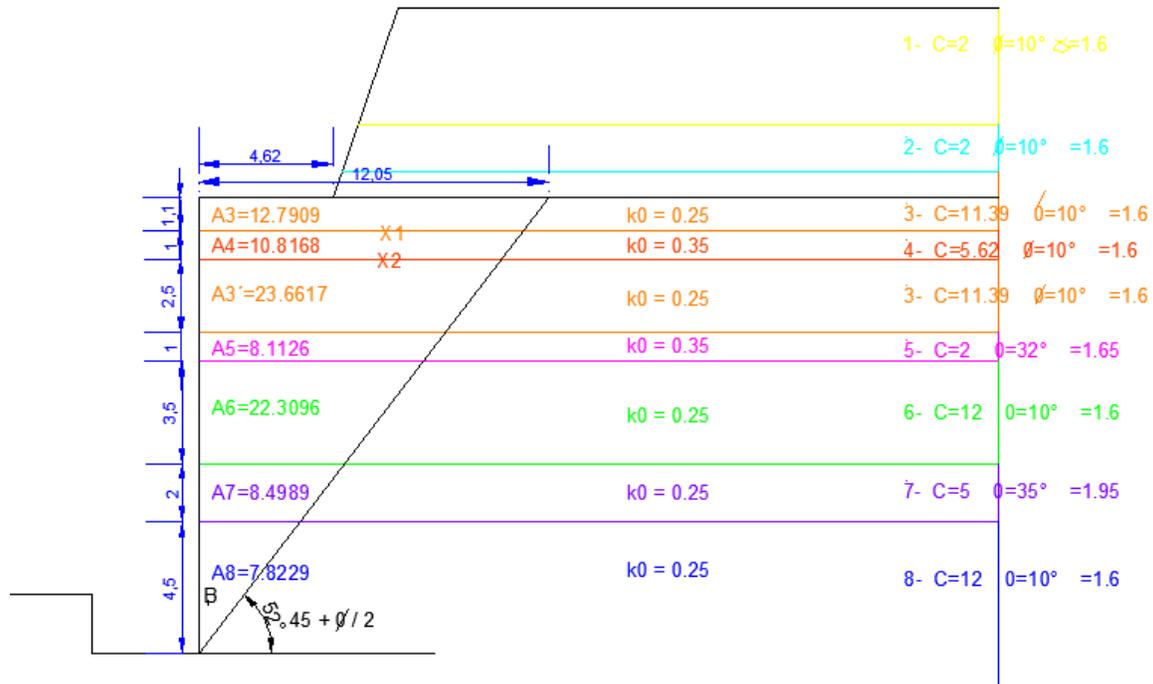
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determino una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16 (Zona de Lomas)

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros.

EMPUJE

En la siguiente figura se muestra la cuña de empujes así como también los diferentes estratos, sus propiedades y coeficiente en reposo (K_0) para cada material.

Tenemos un angulo de fricción interna promedio de: $\Phi = 14.62$

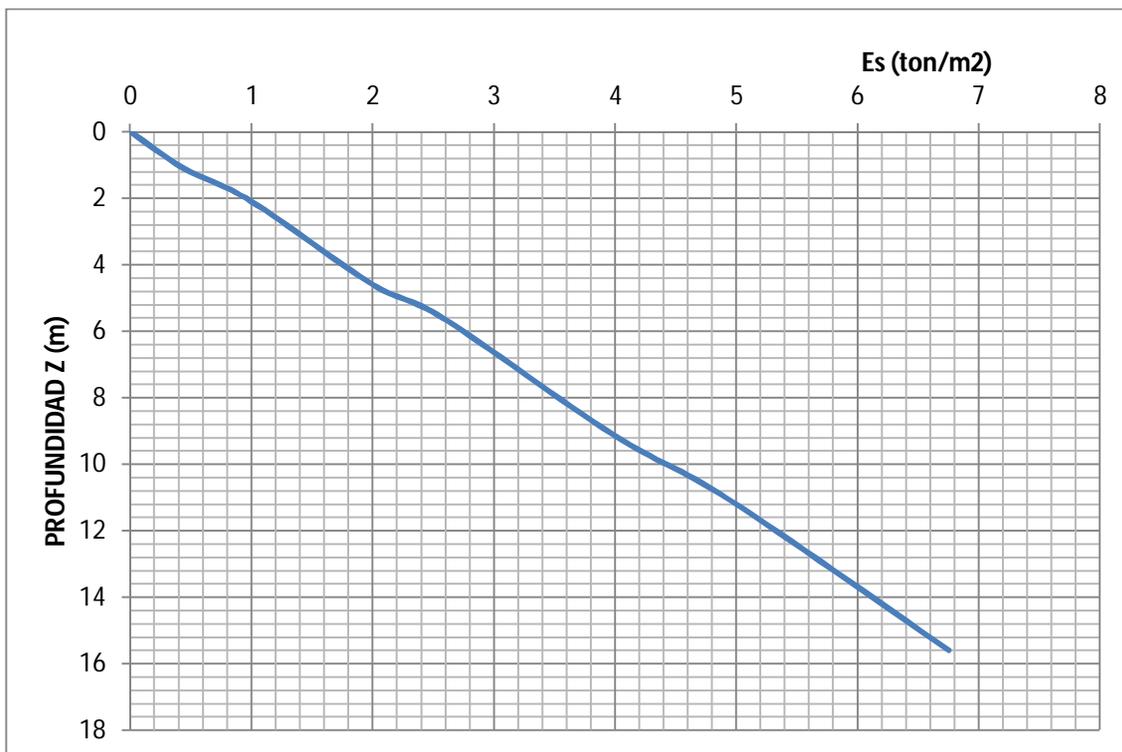


EMPUJE DE SUELO (E_s)

$$E_s = K_0 \gamma h$$

Los empujes del suelo para sus distintos estratos y profundidades se encuentran en la siguiente tabla y a su vez se representan en la grafica:

Es (EMPUJE DE SUELO) = $K_a * \gamma * h$							
MAT	prof. (m)	Z	ESPEJOR ESTRATO h (m)	γ	k_0	Es	ΣE_s
	0	0	0	1.6	0.25	0	0
3	0-1.10	1.1	1.1	1.6	0.25	0.44	0.44
4	1.10-2.10	2.1	1	1.6	0.35	0.56	1
3'	2.10-4.60	4.6	2.5	1.6	0.25	1	2
5	4.60-5.60	5.6	1	1.65	0.35	0.5775	2.5775
6	5.60-9.10	9.1	3.5	1.6	0.25	1.4	3.9775
7	9.10-11.10	11.1	2	1.95	0.25	0.975	4.9525
8	11.10-15.60	15.6	4.5	1.6	0.25	1.8	6.7525



EMPUJE DE LA SOBRECARGA (E_{SC})

$$E_{SC} = \frac{W}{\pi} [(\beta + \text{sen } \beta) \text{sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{sen } \beta) (\text{cos}^2 \frac{\beta}{2})] \dots\dots \text{en RADIANES}$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{L}{z} \quad \text{RAD} = \frac{\beta \pi}{180}$$

Se asume una sobrecarga de 6.5 ton/m² ya que tenemos 6.5m de relleno con un $\gamma = 1.5$ y se encuentra en 2 tercios de la cuña de empujes así:

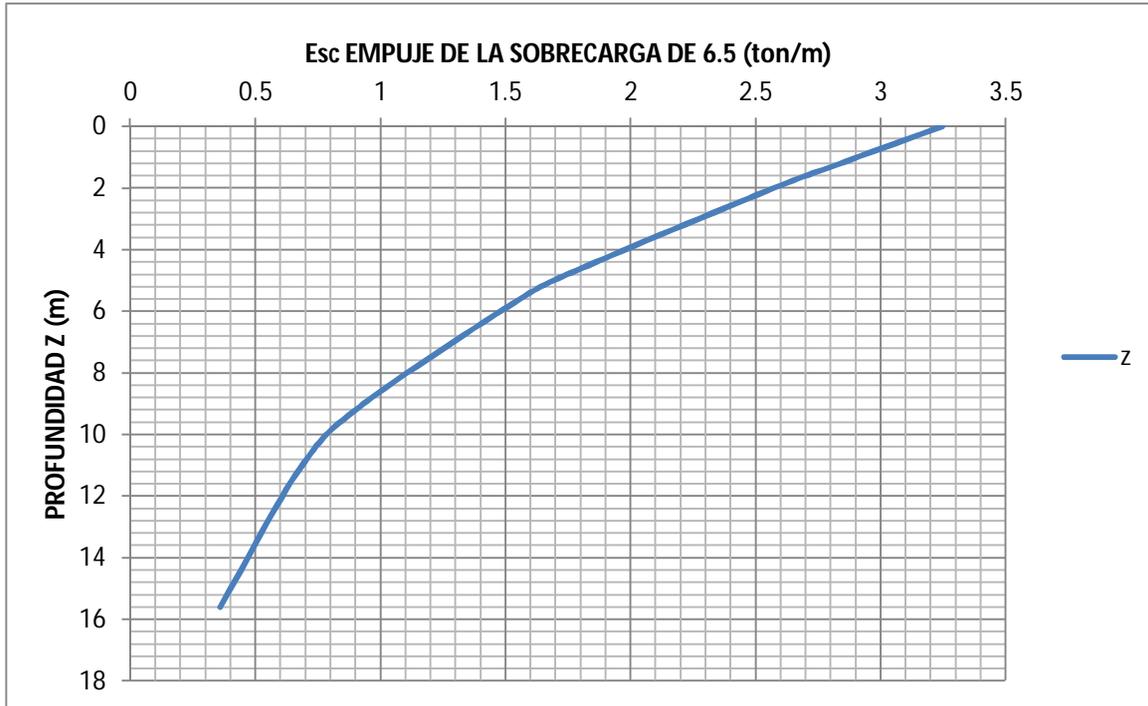
$$6.5\text{m} * 1.5\text{ton/m}^3 * \frac{2}{3} = 6.5\text{ton/m}$$

Los empujes de la sobrecarga para sus distintas profundidades se encuentran representados en la siguiente tabla:

E_{SC} (EMPUJE DE SOBRECARGA) = $E_{SC} = W/\pi [(\beta + \text{sen } \beta) \text{sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{sen } \beta) (\text{cos}^2 \beta/2)]$
 con sobrecarga de 6.5 ton/m²

			β (RAD)	sen β	sen ² ($\beta/2$)	β -sen β	cos ² ($\beta/2$)	Esc
	L	z	tan-1 (L/z)					
Esc 0	12.053	0	1.57	1.000000	0.499602	0.570000	0.500398	3.246705
Esc 1.1	12.053	1.1	1.479785	0.995861	0.454557	0.483924	0.545443	2.874430
Esc 2.1	12.053	2.1	1.398297	0.985159	0.414178	0.413138	0.585822	2.543233
Esc 4.6	12.053	4.6	1.20621	0.934271	0.321719	0.271939	0.678281	1.806423
Esc 5.6	12.053	5.6	1.135856	0.906895	0.289322	0.228961	0.710678	1.559477
Esc 9.1	12.053	9.1	0.924104	0.798081	0.198725	0.126023	0.801275	0.917028
Esc 11.1	12.053	11.1	0.826536	0.735589	0.161286	0.090947	0.838714	0.679107
Esc 15.6	12.053	15.6	0.657827	0.611398	0.104339	0.046428	0.895661	0.360035

Y estos empujes correspondientes a la sobrecarga se encuentran gráficamente a continuación.



EMPUJE DEL SISMO (E_{SS})

$$E_{SS} = \frac{E}{H}$$

donde: $E = \Sigma W \frac{Cs}{Q}$

H= Altura total de la cuña de empujes.

Para obtener el peso de la cuña fue necesario sacar el área por estrato dentro de la cuña de deslizamiento y multiplicarla por el peso volumétrico del material en cuestión por lo que tenemos que:

$$A_3 =$$

$$\frac{X_1}{14.5} = \frac{12.053}{15.6}$$

$$X_1 = \frac{12.053 * 14.5}{15.6} = 11.2031m$$

$$A_3 = \frac{(B+b) * h}{2} = \frac{(12.053 * 11.2031) * 1.1}{2} = 12.7909m^2$$

$$W = A * \gamma * 1$$

$$W_3 = 12.7909m^2 * 1.6ton/m^3 = 16.856 ton.$$

$$A_4 =$$

$$\frac{X_2}{13.5} = \frac{12.053}{15.6}$$

$$X_2 = \frac{12.053 * 13.5}{15.6} = 10.4305m$$

$$A_4 = \frac{(B+b) * h}{2} = \frac{(11.2031 + 10.4305) * 1}{2} = 10.8168m^2$$

$$W = A * \gamma * 1$$

$$W_4 = 10.8168m^2 * 1.6ton/m^3 = 17.5541 ton.$$

De esta manera tenemos los datos de área y peso en la siguiente tabla:

$$\text{ESS (EMPUJE DEL SISMO)} = \text{Ess} = E/H ;$$

donde: $E = \Sigma W * Cs/Q$

	(m2)	γ (ton/m3)	W (ton)
A3=	12.7909	1.6	20.46544
A4=	10.8168	1.6	17.30688
A3´=	23.6617	1.6	37.85872
A5=	8.1126	1.65	13.38579
A6=	22.3096	1.6	35.69536
A7=	8.4989	1.95	16.57286
A8=	7.8229	1.6	12.51664
			Σ 153.8017ton

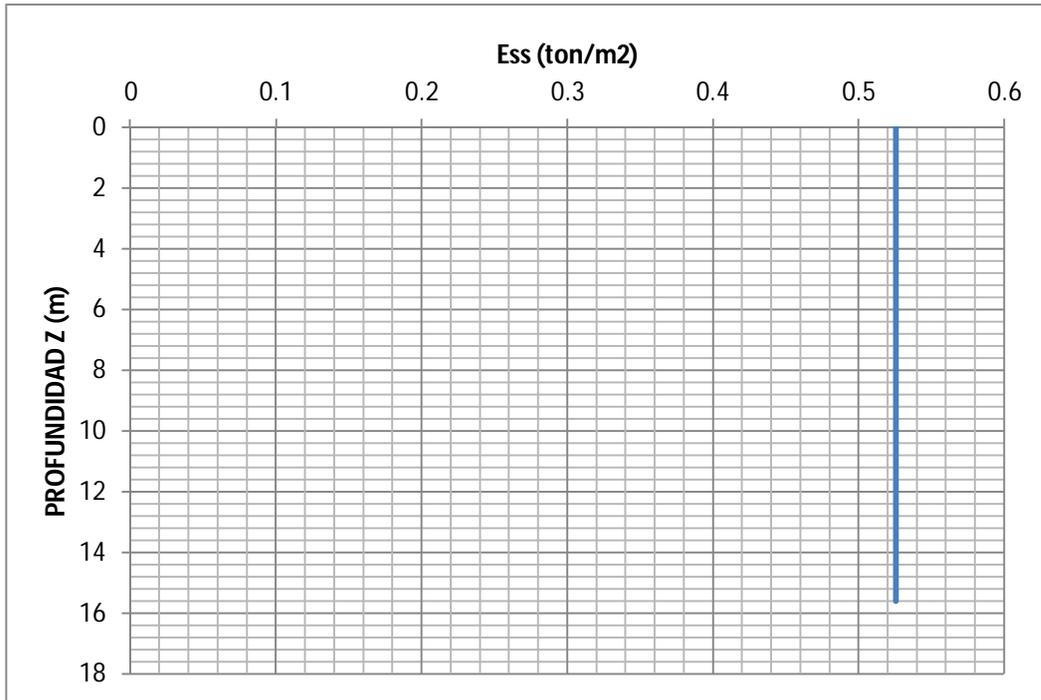
$$E = \Sigma W \frac{Cs}{Q} = (153.8017) \frac{0.16}{3} = 8.2028$$

$$\text{Ess} = \frac{E}{H} = \frac{8.2028}{15.6} = 0.5258 \text{ton/m}^2$$

El empuje del sismo se representa en la siguiente tabla:

	Z	Ess
Ess 0	0	0.5258
Ess 1.1	1.1	0.5258
Ess 2.1	2.1	0.5258
Ess 4.6	4.6	0.5258
Esc 5.6	5.6	0.5258
Esc 9.1	9.1	0.5258
Esc 11.1	11.1	0.5258
Esc 15.6	15.6	0.5258

De esta manera el Empuje del sismo queda graficado de la siguiente manera:



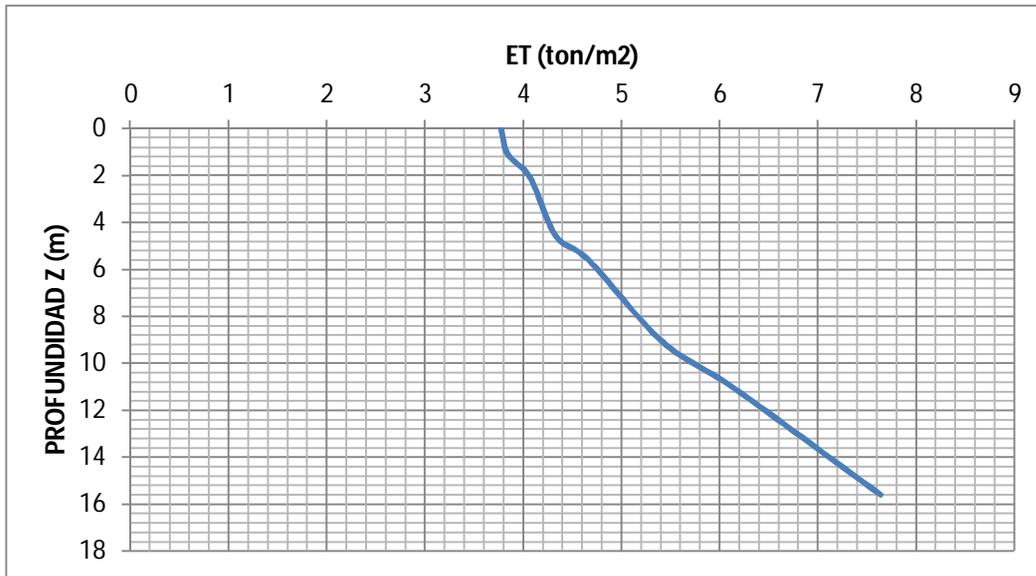
EMPUJE TOTALES (E_T)

$$E_T = E_S + E_{SC} + E_{SS}$$

Los empujes totales se representan en la tabla y en la grafica siguientes:

$$E_T \text{ (EMPUJES TOTALES)} = E_S + E_{SC} + E_{SS}$$

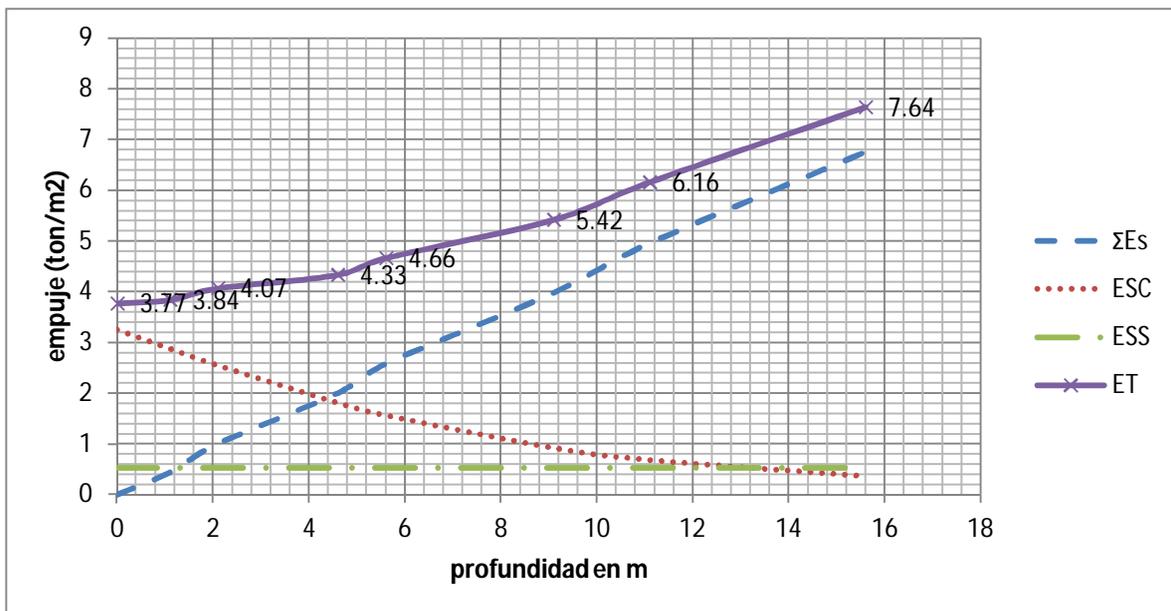
	Z	ΣE_s	ESC	Ess	E_T
E_{T0}	0	0	3.246705	0.5258	3.77250478
$E_{T1.1}$	1.1	0.44	2.87443	0.5258	3.84023007
$E_{T2.1}$	2.1	1	2.543233	0.5258	4.06903251
$E_{T4.6}$	4.6	2	1.806423	0.5258	4.33222338
$E_{T5.6}$	5.6	2.5775	1.559477	0.5258	4.66277667
$E_{T9.1}$	9.1	3.9775	0.917028	0.5258	5.42032816
$E_{T11.1}$	11.1	4.9525	0.679107	0.5258	6.15740691
$E_{T15.6}$	15.6	6.7525	0.360035	0.5258	7.63833535



Y para graficar todos los empujes en conjunto tenemos:

EMPUJES Es, Esc y Ess

	Z	ΣE_s	ESC	Ess	E_T
E_{T0}	0	0	3.246705	0.5258	3.773
$E_{T1.1}$	1.1	0.44	2.87443	0.5258	3.840
$E_{T2.1}$	2.1	1	2.543233	0.5258	4.069
$E_{T4.6}$	4.6	2	1.806423	0.5258	4.332
$E_{T5.6}$	5.6	2.5775	1.559477	0.5258	4.663
$E_{T9.1}$	9.1	3.9775	0.917028	0.5258	5.420
$E_{T11.1}$	11.1	4.9525	0.679107	0.5258	6.157
$E_{T15.6}$	15.6	6.7525	0.360035	0.5258	7.638



6.2 ESTABILIDAD DE TALUDES.

Debido a que la zona del proyecto se ubica en una zona donde se deberán realizar cortes al terreno natural, es necesario analizar el comportamiento que el suelo tendrá y las características de este para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra.

Dentro de las actividades a desarrollar es necesario revisar la estabilidad del talud, tanto en la zona del cárcamo como en los cortes que se practicaran para alojar la obra de toma.

Se realiza un análisis de presiones que ejerce el suelo con la finalidad de diseñar un tablestacado para la protección de los taludes del cárcamo proyectado.

El objetivo será determinar la estabilidad general del talud, llevando a cabo un análisis geotécnico consistente en recopilación de información del subsuelo y análisis de resultados.

Con base en la información proporcionada y la obtenida en el campo, y atendiendo a las características geométricas del talud mostradas en las secciones proporcionadas, se harán análisis de la estabilidad del talud, que incluirá la revisión de los estados límite de falla para condiciones estáticas, y para condiciones dinámicas (sismo). Se considero un talud con la geometría mostrada en las figuras 27 a 30, en las zonas de corte.

6.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD.

Como ha sido indicado, los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son suelos con características cohesivo – friccionantes, y básicamente no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que las condiciones de suelo son prácticamente homogéneas.

Los tipos de falla que se presentan con mayor frecuencia en los taludes de una excavación son las siguientes:

- Falla por rotación.
- Falla por deslizamiento o traslación.

En el primer caso, se define como una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma un trazo como el plano de la hoja muy similar a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

Así, y dadas las condiciones del suelo, el mecanismo de falla general que tiene mas posibilidades de ocurrir es el de deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla circular.

En este caso se trata de un talud que tiene por ley la resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

S: Resistencia al esfuerzo cortante.

C: Cohesión.

σ : Esfuerzo normal.

ϕ : Ángulo de fricción interna.

Se efectuó un análisis de estabilidad de taludes, tomando en cuenta para ello que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación y en el cuerpo de los taludes, son de tipo cohesivo, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie cilíndrica. El análisis se hizo empleando un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

Para la determinación del factor de seguridad mínimo de un talud, se parte del círculo crítico según las gráficas de Jambu, modificando su centro y su radio de tal manera que la superficie se desarrolle preferentemente por los estratos menos resistentes, hasta el menor factor de seguridad correspondiente a una superficie potencial de falla.

Considerando la geometría proyectada del talud, mostrada en la figura 27 y 28, en las zonas de corte con altura de 20m; a las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y considerando la existencia de construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés.

Se consignan los parámetros del subsuelo considerados, los criterios de análisis aplicados para la revisión de la estabilidad del talud, y los resultados obtenidos de los análisis:

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud no tiene diferencias importantes, el mecanismo de falla mas probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica.

La posibilidad de que una grieta generada en un talud reduzca su factor de seguridad, dependerá si la superficie de falla critica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

En el caso de suelos poco heterogéneos uno de los círculos que será analizado mediante el programa de computadora mencionado, será el que tenga su centro con la ubicación que de éste se obtiene, de acuerdo a las graficas de Jambu, con un radio tal que la superficie de falla pase por el pie del talud. Además del círculo antes mencionado, se analizan varias posiciones del centro de círculos de falla partiendo del centro de círculo critico según Jambu, variando su posición en sentido ortogonal con separación de $H/30$, para cada posición de centro de círculos se analizan otros círculos con radios tales que partiendo del que corresponda a la falla por en pie del talud se incrementa el radio en $H/30$. Si los suelos son estratificados se elige para los estratos de baja resistencia.

Procedimiento de análisis de estabilidad de taludes dado

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinara mediante el procedimiento que a continuación se describe y, en caso necesario, se establecerán las medidas que se juzgue más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas y dinámicas

Se considera que la geometría proyectada de los taludes es con alturas variables de 16 a 20m; las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y tomando en cuenta la existencia de vialidades y construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés. Suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m^2 (maquinaria casas y vialidades), actuando en una área contigua al talud.

En el análisis se considero la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

- a) Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- b) Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción en el momento motor.
- c) Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés, donde se analizo la falla rotacional obtenido un factor de seguridad de acuerdo a la altura del talud en condiciones estáticas.

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se considero la geometría de los taludes, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual al peso del material dentro del circulo critico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomo como 0.16. Figuras 29, 30 y 31.

ESTACION (CADENAMIENTO)	FACTOR DE SEGURIDAD FS	
	ESTATICO	DINAMICO
0+140	1.089	0.93

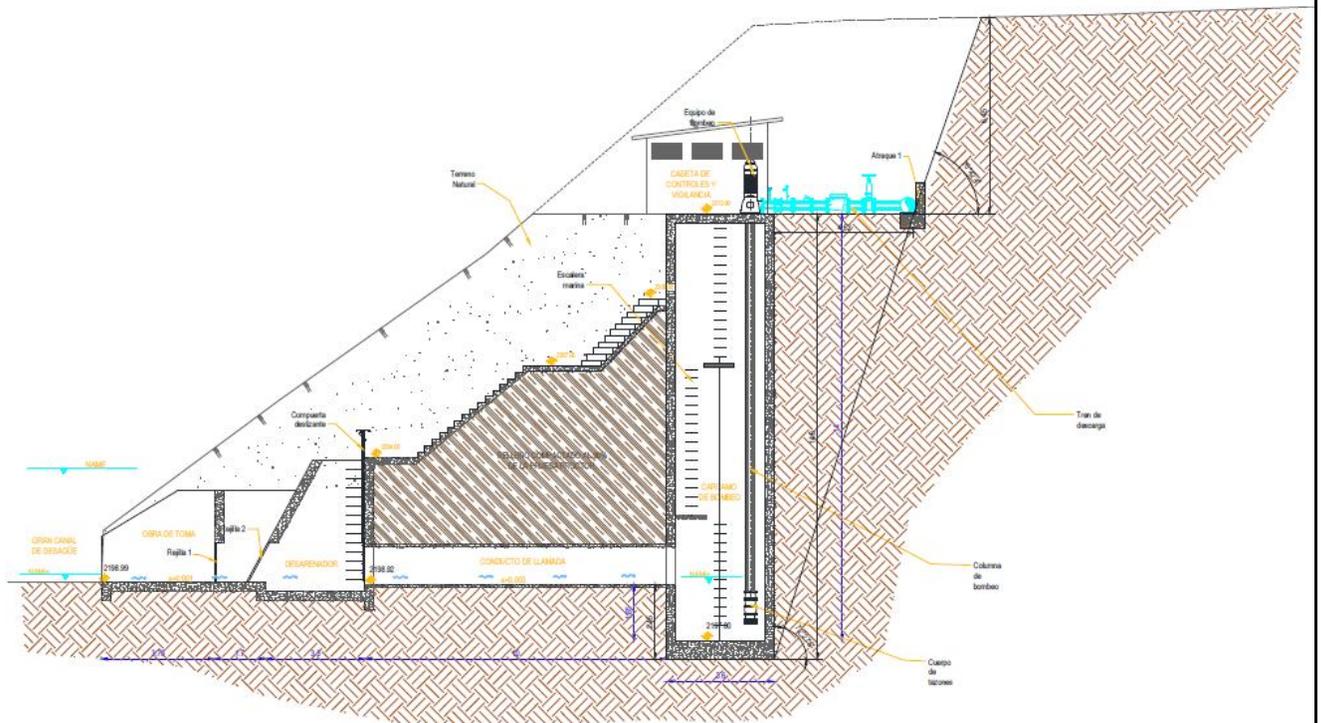
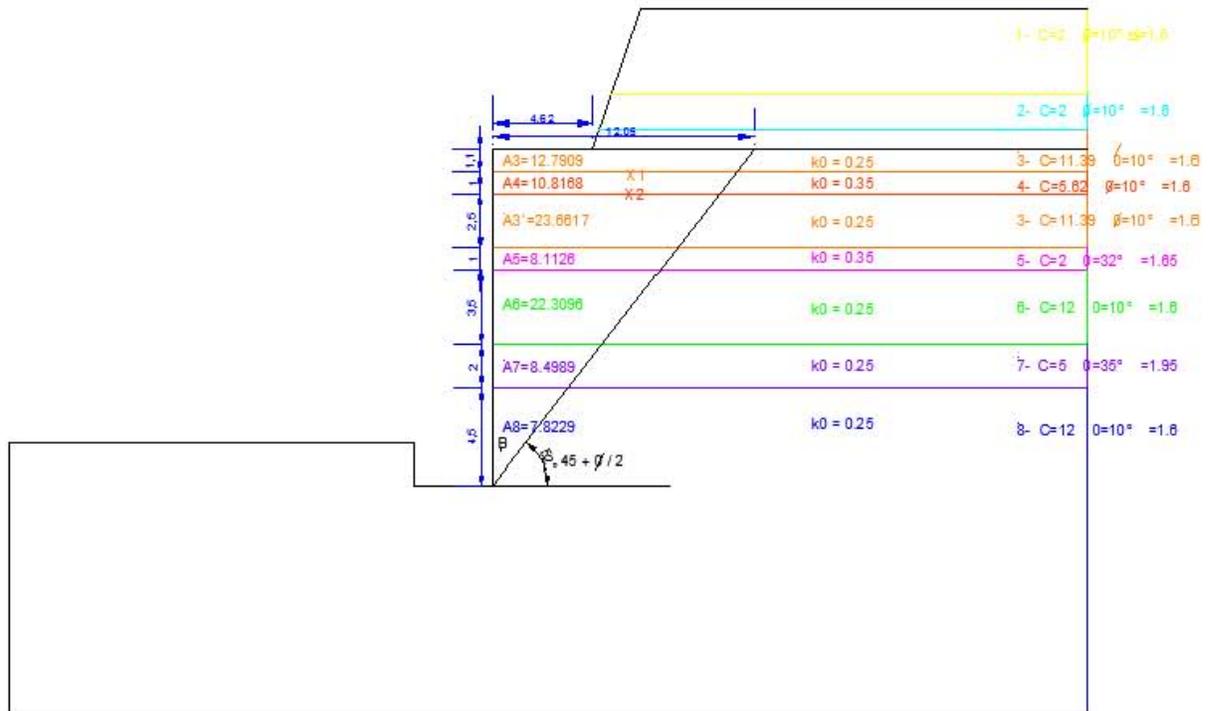


FIG.27 CONDICION PROYECTADA EN EL CARCAMO



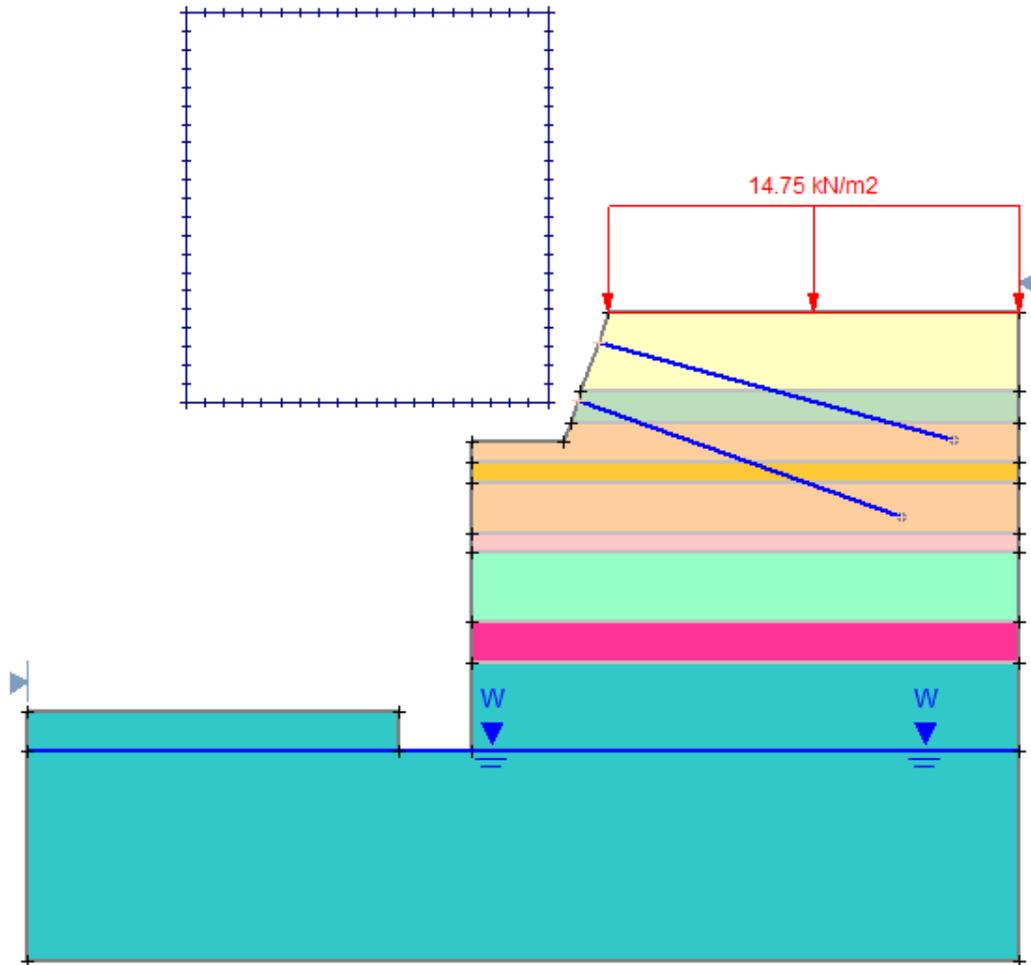


FIG. 28 CONDICION ANALIZADA

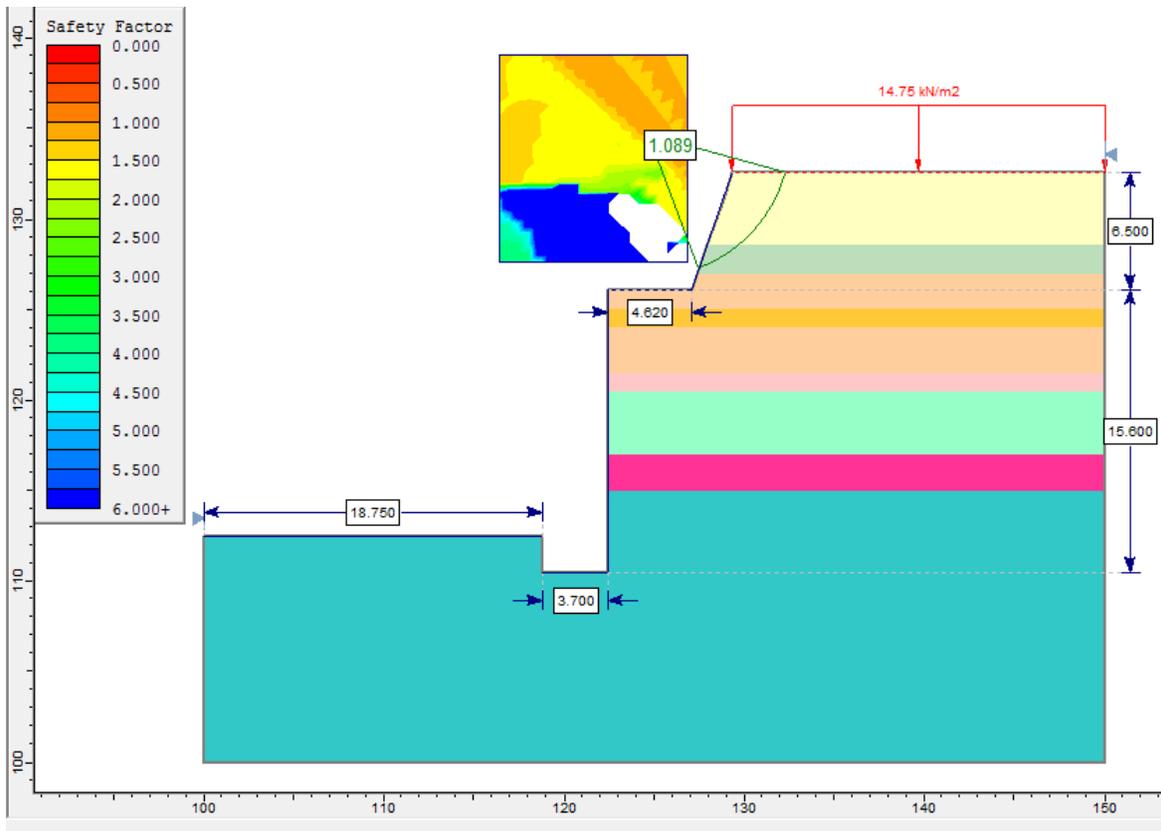


FIG. 29 FACTOR DE SEGURIDAD ESTATICO

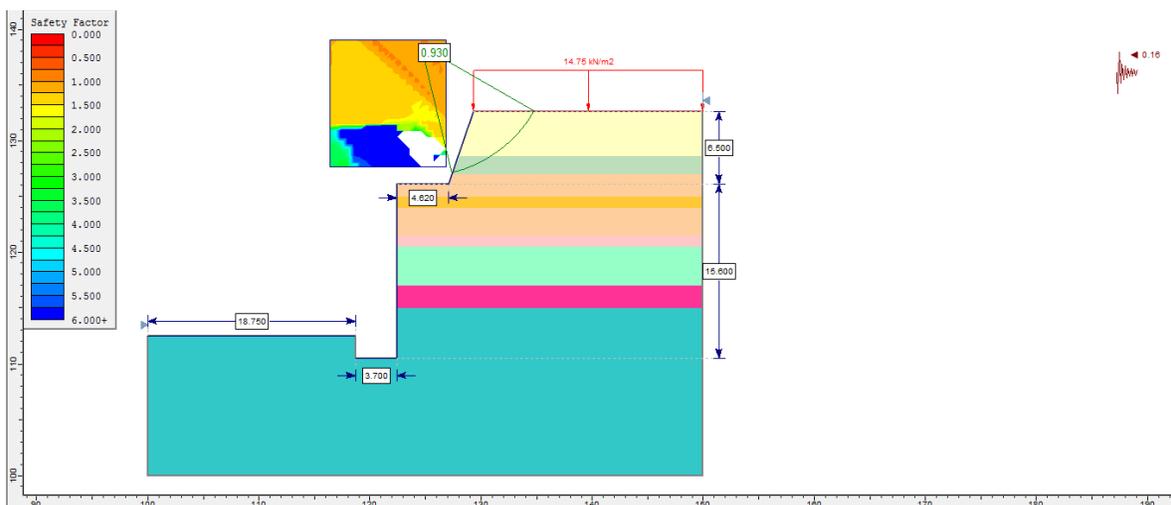


FIG. 30 FACTOR DE SEGURIDAD DINAMICO

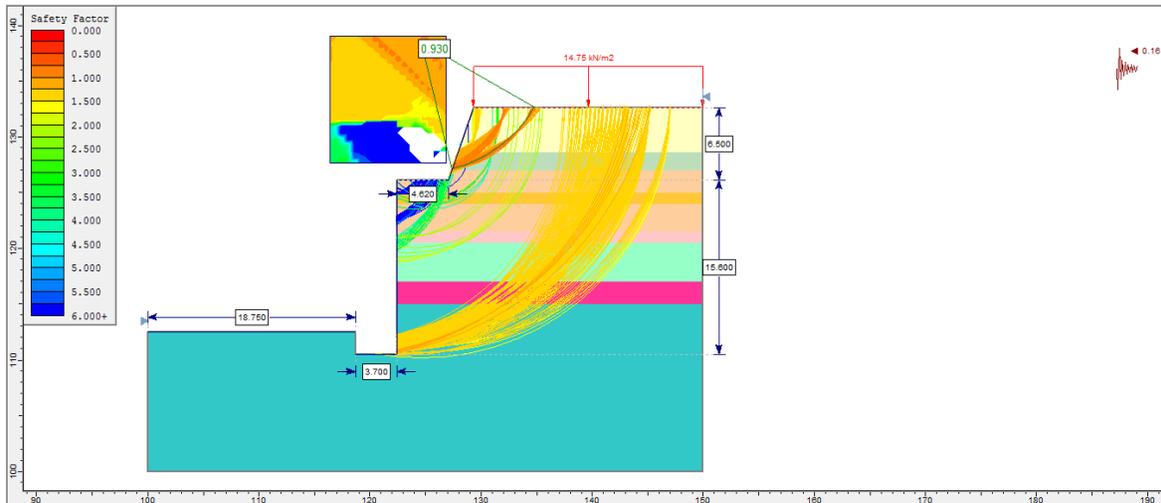


FIG. 31 FACTOR DE SEGURIDAD DINMICO CIRCULOS CRITICOS.

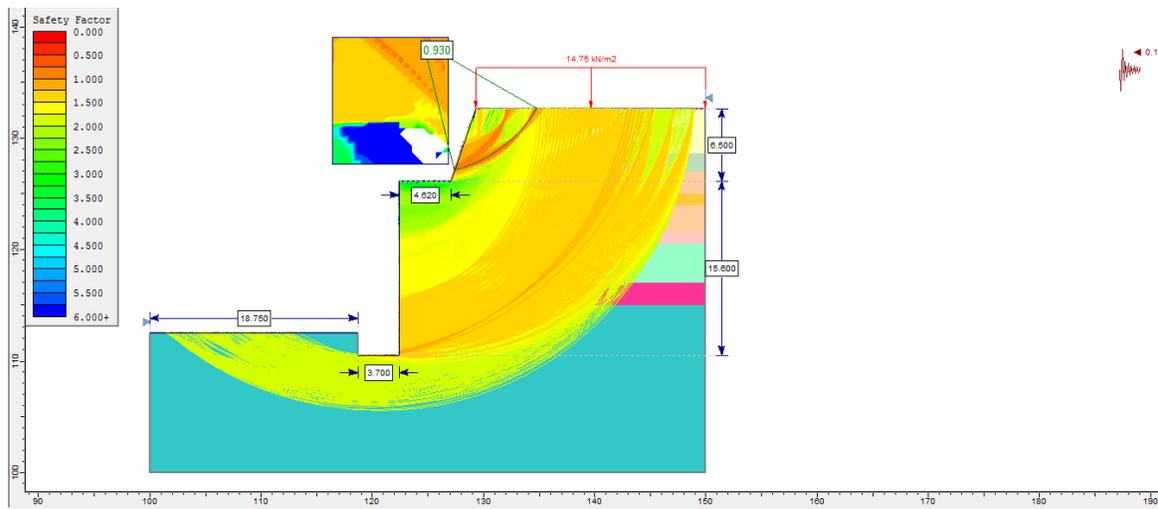


FIG. 32 FACTOR DE SEGURIDAD DINMICO TODOS LOS CIRCULOS.

Los datos analizados para el talud se muestran en el siguiente texto:

File Name: TALUDES TEQUIXQUIAC 1

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Right to Left
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
Janbu simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

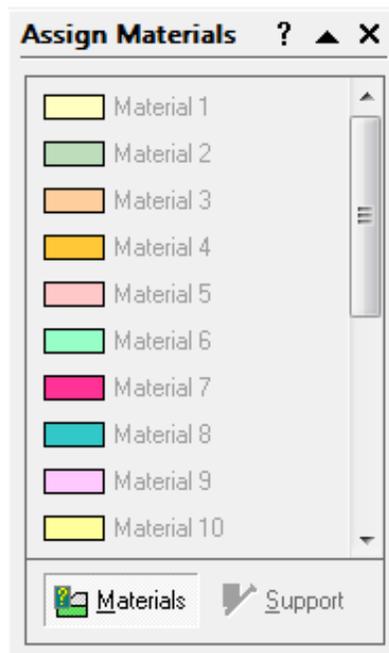
Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Grid Search
Radius increment: 10
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 14.75
kN/m²

Material Properties



Material: Material 1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 15.696 kN/m³

Cohesion: 19.62 kPa

Friction Angle: 10 degrees

Water Surface: None

Material: Material 2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 15.696 kN/m³

Cohesion: 19.62 kPa

Friction Angle: 10 degrees

Water Surface: None

Material: Material 3

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 15.696 kN/m³

Cohesion: 111.72 kPa

Friction Angle: 10 degrees

Water Surface: None

Material: Material 4

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 15.696 kN/m³

Cohesion: 55.18 kPa

Friction Angle: 10 degrees

Water Surface: None

Material: Material 5

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 16.196 kN/m³

Cohesion: 19.62 kPa

Friction Angle: 32 degrees

Water Surface: None

Material: Material 6

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 15.696 kN/m³

Cohesion: 117.72 kPa

Friction Angle: 10 degrees

Water Surface: None

Material: Material 7

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.129 kN/m³

Cohesion: 49.05 kPa

Friction Angle: 35 degrees

Water Surface: None

Material: Material 8

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 15.696 kN/m³

Cohesion: 117.72 kPa

Friction Angle: 10 degrees

Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 0.929836

Center: 124.640, 138.529

Radius: 11.806

Left Slip Surface Endpoint: 127.399, 127.050

Right Slip Surface Endpoint: 134.850, 132.600

Resisting Moment=2867.33 kN-m

Driving Moment=3083.7 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 0.914668

Center: 124.640, 138.529

Radius: 11.806

Left Slip Surface Endpoint: 127.399, 127.050

Right Slip Surface Endpoint: 134.850, 132.600

Resisting Horizontal Force=193.198 kN

Driving Horizontal Force=211.222 Kn

REVICION DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD PROYECTADO A 45°, EN LA ZONA DE RELLENOS.

Se considero que la geometría proyectada del talud (Fig. 32) es con alturas variables de 1.0 a 4.5m, en la zona de rellenos a partir de la corona; las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y tomando en cuenta la existencia de vialidades y construcciones en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés. Suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m² (maquinaria, casas y vialidades), actuando en un área contigua en la corona del talud.

Se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés, donde se analizo la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad de acuerdo a la altura del talud en condiciones estáticas.

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se considero la geometría de los taludes, donde a las fuerzas actuales se les sumo el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual al peso del material dentro del circulo critico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomo como 0.16 figura 33 y 34.

ESTACION (CADENAMIENTO)	FACTOR DE SEGURIDAD FS A 45°	
	ESTATICO	DINAMICO
0+140	1.44	1.19

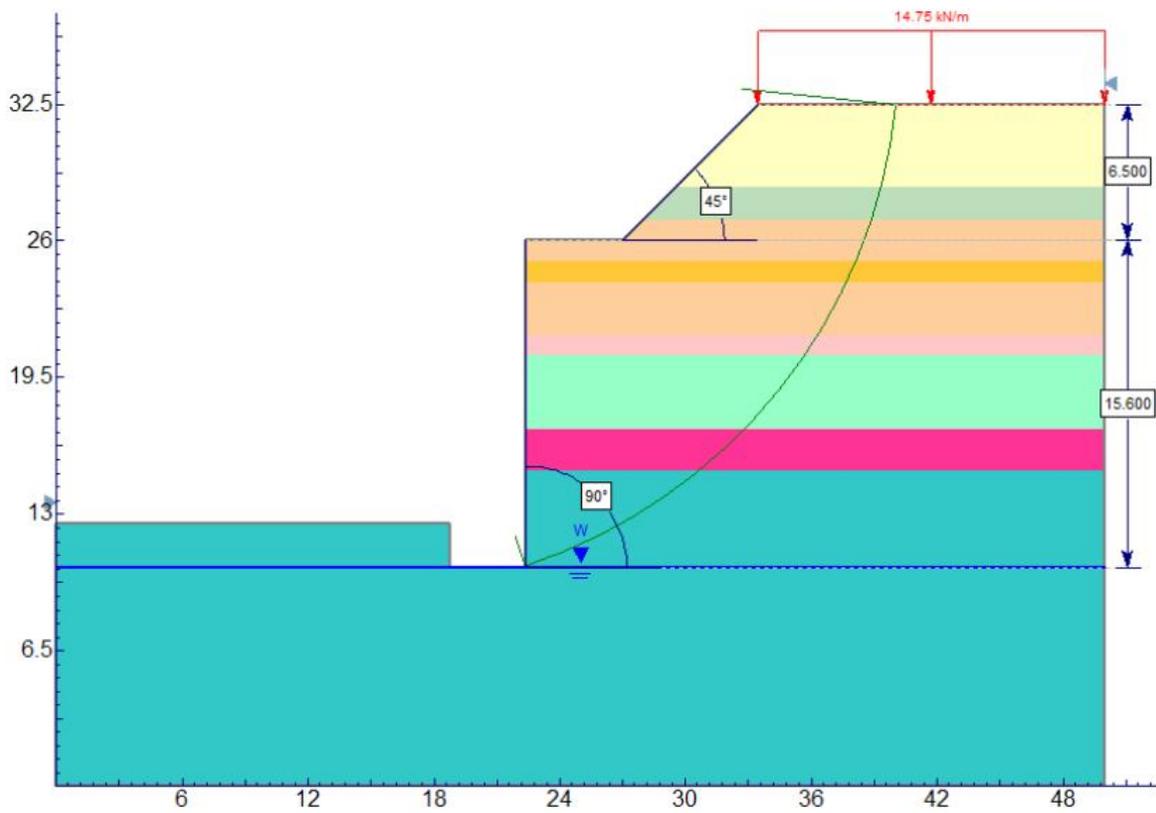


FIG. 33 CONDICION ANALIZADA TALUD A 45°

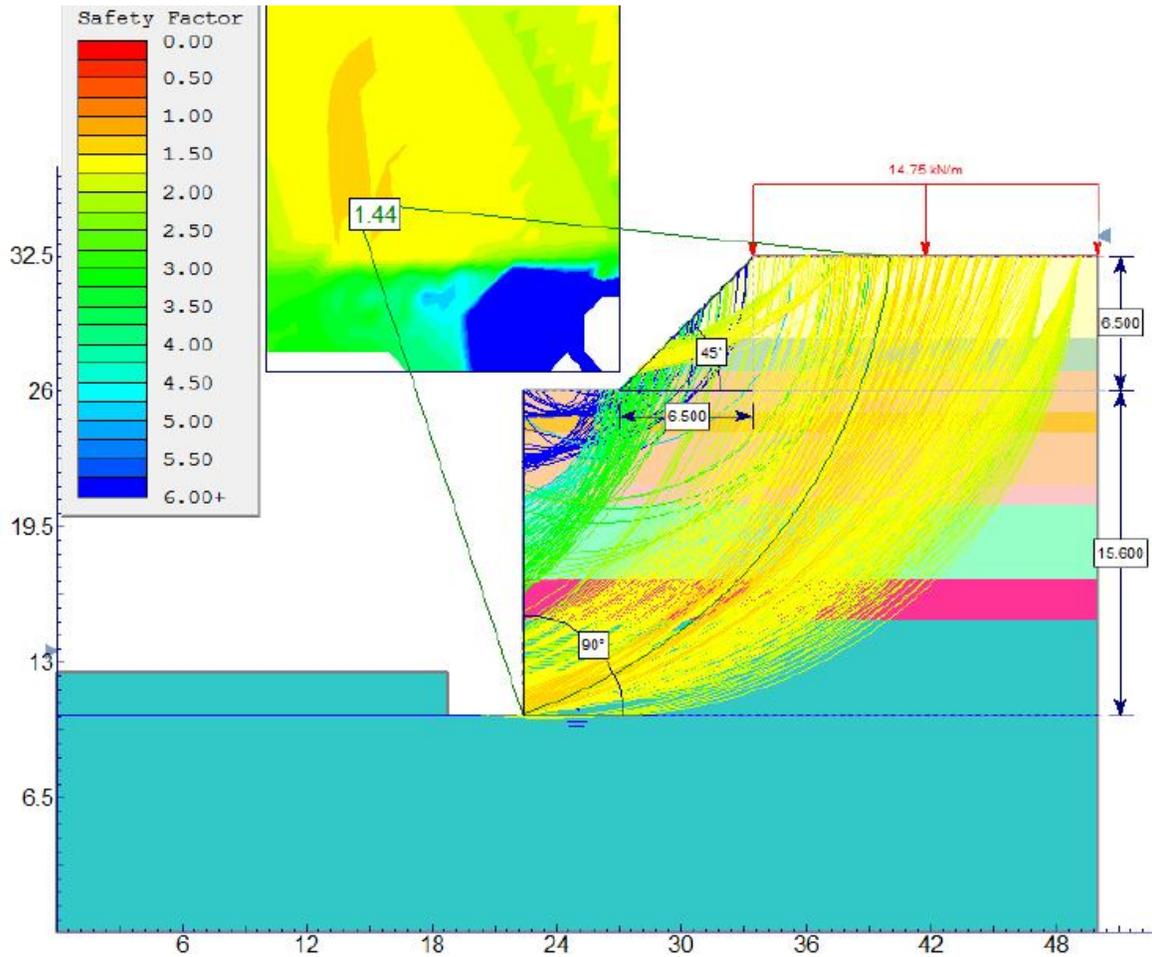


FIG. 34 FACTOR DE SEGURIDAD ESTATICO 45°

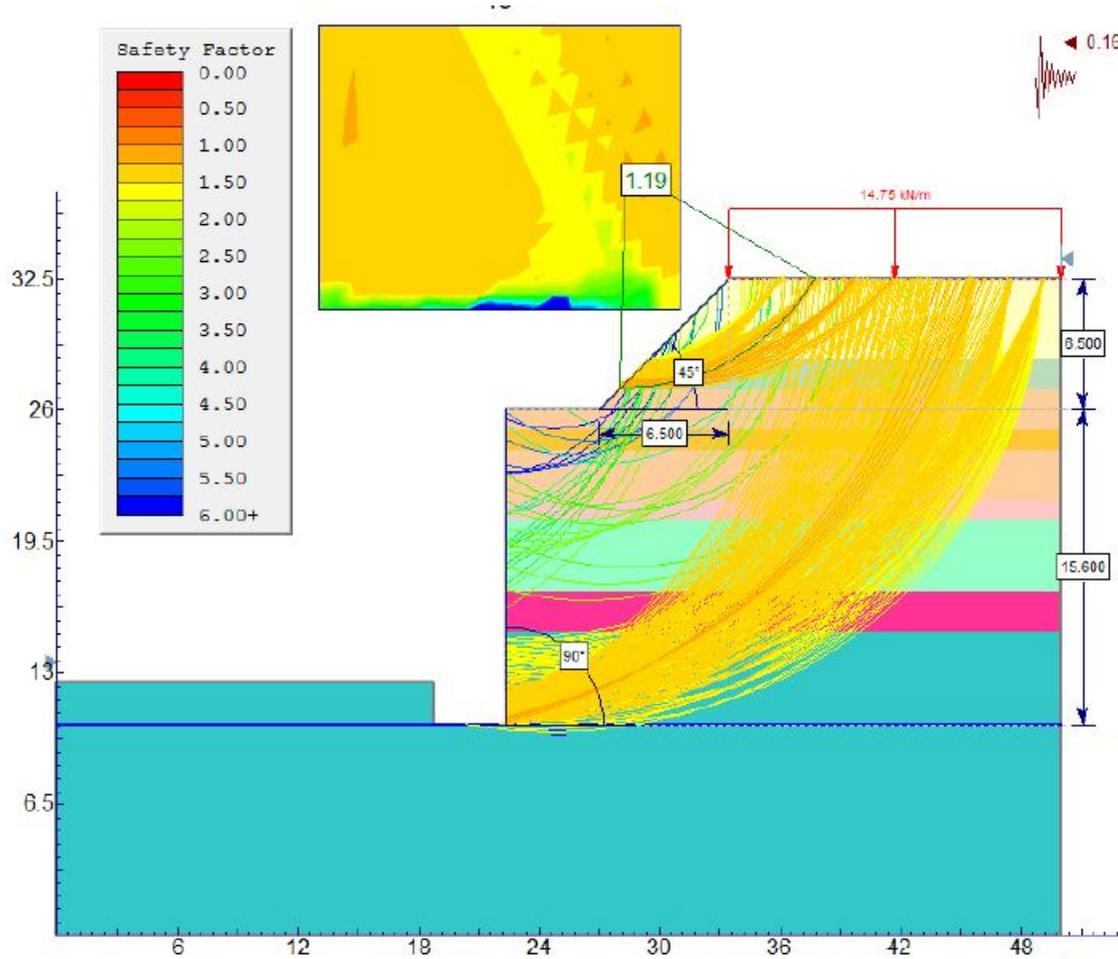


FIG. 35 FACTOR DE SEGURIDAD DINAMICO 45°

6.4 ALTERNATIVA CON MURO DE CONTENCIÓN EN LA ZONA DE RELLENOS.

Empuje sobre el muro de retención.

El empuje que actuara sobre el muro que se muestra, corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de **Rankine**⁵, aplicando la siguiente expresión:

$$E_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H$$

Donde:

- E_A = Empuje activo.
- K_a = Coeficiente de presión de tierras que depende de:
 $N\phi = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 32/2) = 0.307$
 o también: $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
- ϕ = Ángulo de fricción interna del material (32°).
- γ = Peso volumétrico del material, 1.5 ton/m³.
- H = Altura del muro variable de 1.50 a 6.5m.
- q = Sobrecarga aplicada, 1.5 ton/m².

Considerando que los materiales colocados tendrán un ángulo de fricción interna de 32°, un peso volumétrico de los materiales de 1.5 ton/m³ y una sobrecarga superficial de 1.5 ton/m², se obtuvo el empuje activo en ton por metro lineal (ton/m) de muro, mostrados en la siguiente tabla, en función de la altura del muro, cuya resultante actuara al tercio de altura, con respecto a la base del muro.

TABLA DE EMPUJES

ALTURA DEL MURO H (m)	EMPUJE ACTIVO $E_a = 1/2 K_a \gamma H^2 + K_a q H$
1.5	1.21
2.5	2.59
3.5	4.43
4.5	6.73
5.5	9.50
6.5	12.72

6.5 ALTERNATIVA CON ANCLAS EN LA ZONA DE RELLENOS.

Con el fin de aprovechar toda el área del proyecto y dar rapidez y seguridad tanto a los taludes como a la excavación contemplada, esta se realizara dejando taludes verticales, que serán retenidos y confinados mediante losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas, únicamente en la parte superior donde se tienen materiales de relleno.

El uso de esta protección es en gran parte debido a la existencia de materiales de relleno, constituidos por capas de materiales arcillosos de consistencia blanda, en donde un talud vertical con este tipo de materiales y con las estructuras colindantes se pueden producir fallas de tipo local por falta de confinamiento del material y por intemperismo, que además son progresivos, es decir, que se originan sucesivamente dando lugar a una perdida importante de materiales, que suelen dejar en balcón a los materiales superiores pudiendo originar su falla. Lo anterior implica la necesidad de excavar estos materiales manteniendo su confinamiento mediante un sistema de ademe y poder tener excavaciones a talud vertical.

A continuación se presenta el empleado en la determinación del procedimiento constructivo para la excavación y para la estabilidad de los taludes proyectados.

Características de la excavación.

Se construirán dos líneas de anclaje en la parte superior del talud. La ubicación, longitud y capacidad de las anclas que sujetaran a las losas de concreto lanzado se presentan mas adelante en las fig. 34 a 35.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis.

- Estabilidad de taludes.
- Presión sobre el sistema de ademe.
- Tensión y longitud de anclas.

6.5.1 Estabilidad de taludes.

Para los taludes mostrados en la figura 34 y 35, se muestran los factores de seguridad encontrados, considerando una excavación a talud vertical retenida y confinada por unas losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas únicamente en zonas críticas, observando que resultan admisibles, de acuerdo a la práctica de la ingeniería.

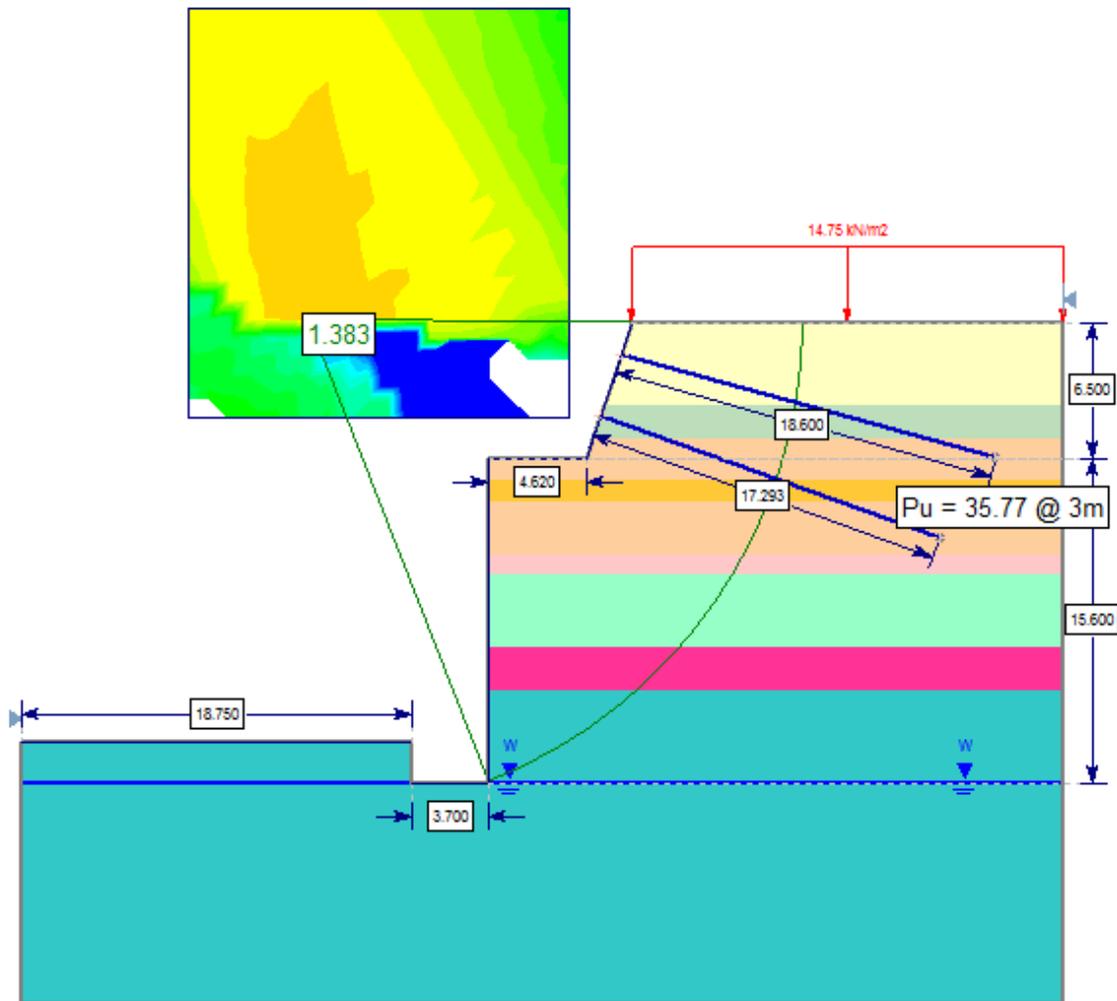


FIG. 36 TALUD EN CONDICIONES ESTATICAS CON ANCLAS

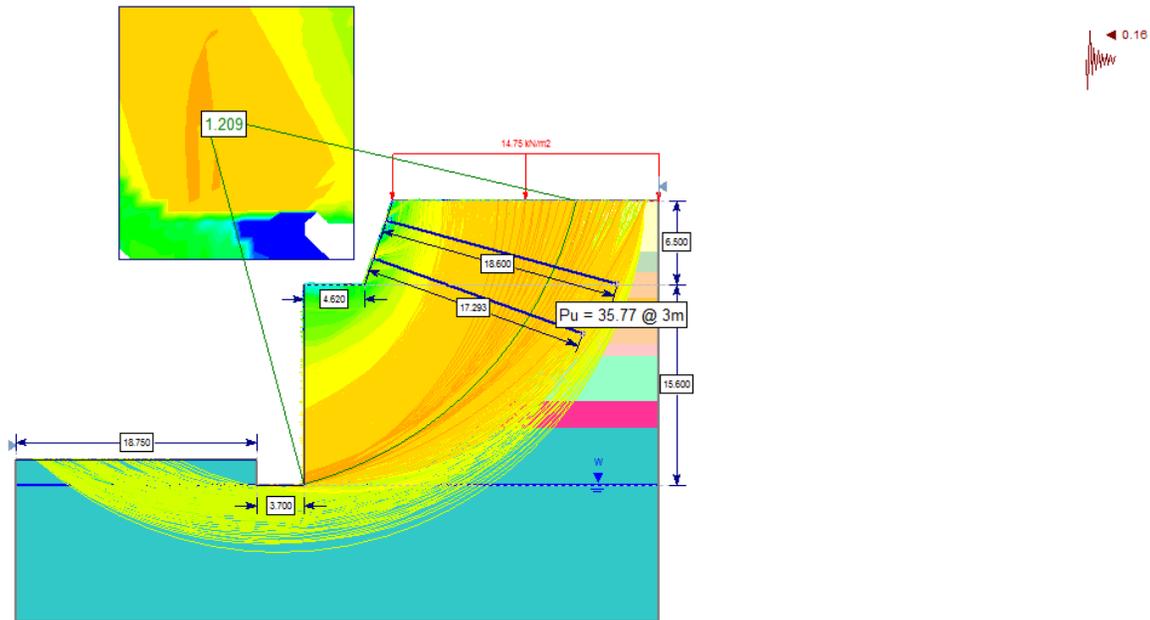


FIG. 39 TALUD EN CONDICIONES DINAMICAS CON ANCLAS, TODOS LOS CIRCULOS

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: TALUDES TEQUIXQUIAC 1

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Right to Left
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off
 Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
 Random Numbers: Pseudo-random Seed
 Random Number Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
 Bishop simplified
 Janbu simplified

Number of slices: 25
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Grid Search
Radius increment: 10
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.16
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 14.75
kN/m²

Support Properties

Support: Support 1
Support 1
Support Type: End Anchored
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 1 m
Anchor Capacity: 100 kN

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.209130
Center: 114.718, 139.229
Radius: 29.749
Left Slip Surface Endpoint: 122.450, 110.502
Right Slip Surface Endpoint: 143.719, 132.600
Left Slope Intercept: 122.450 126.100
Right Slope Intercept: 143.719 132.600
Resisting Moment=111294 kN-m
Driving Moment=92044.5 kN-m

Method: janbu simplified
FS: 1.162180
Center: 114.718, 140.158
Radius: 30.566
Left Slip Surface Endpoint: 122.450, 110.586
Right Slip Surface Endpoint: 144.334, 132.600
Left Slope Intercept: 122.450 126.100
Right Slope Intercept: 144.334 132.600
Resisting Horizontal Force=2862.72 kN
Driving Horizontal Force=2463.24 kN

Capacidad de las anclas de fricción.

En el diseño deberá considerarse que un suelo anclado e inyectado puede fallar en uno o más de los modos siguientes:

- I. Fallas dentro de la masa de suelo.
- II. Falla en la adherencia de la interface suelo/lechada.
- III. Falla en la adherencia lechada/tendón.
- IV. Falla del tendón de acero o cabeza de anclaje.

Para el diseño de un anclaje en suelo cada modo de falla debe considerarse a fin de asegurar un factor de carga y factor de seguridad adecuado, tener la magnitud y el modo de carga estimado, periodo de servicio y consecuencia de falla.

En cuanto a la estabilidad total evaluada el diseño deberá tomar en cuenta:

- I. Ubicación del plano de falla crítico.
- II. Al planificar las limitaciones que pueden restringir o negar el uso de anclajes fuera del área de trabajo de proyecto;
- III. Limitaciones físicas, las condiciones relativas del terreno, la presencia de servicios subterráneos, minas abandonadas trabajadas etc.

Para ayudar al contratista del anclaje, el diseño deberá detallar la carga de trabajo de los anclajes, longitudes mínimas libres de ancla y esquema de los anclajes. El diseño deberá mantener también alguna flexibilidad y disponibilidad a cambios de permiso de diseño debido a obstrucciones o cambio en las condiciones físicas.

En excavaciones profundas limitadas por la forma de retener el talud, la evaluación de la estabilidad total tiene que considerar la interacción entre el terreno, estructura y anclajes, como un sistema completo.

Interface suelo/lechada

El pronóstico por regla del diseño de la carga definitiva que sostiene la capacidad son creadas invariablemente por el terreno que ha quedado expuesto a lo largo de un corte en la superficie, postulando un mecanismo de falla y examinando las fuerzas pertinentes en una estabilidad. Usando términos prácticos simples, hay básicamente dos mecanismos de traslación de carga por lo que la restricción localmente del terreno se moviliza con forme la parte fija del ancla se retira, específicamente el fin es soportar y resistir el esfuerzo cortante. Las anclas fijas fallan localmente al corte por medio de uno de estos mecanismos o por una combinación de ambos, con tal que la limitación suficiente sea disponible desde el terreno circundante. En este contexto, la falla general se define como la movilización o deslizamiento de líneas de falla o la generación de deformaciones que se extienden en la superficie expuesta.

La capacidad del anclaje que sostiene la carga definitiva es dependiente de los factores siguientes:

- a) Definición de falla;
- b) Mecanismo de falla;
- c) Área de interés de falla;
- d) Propiedades que indujeron al terreno a la interface de falla;

Se debe anotar que todos los anclajes están sujetos a un procedimiento de prueba, y la carga ultima que sostienen la capacidades son por lo tanto la única guía para calcular y puede ser modificada dependiendo de los resultados de pruebas.

El mejorar la capacidad de anclaje para una condición de terreno se dicta primordialmente por la geometría del anclaje. Las transferencias de tensiones desde la ancla fija al terreno circundante es influida también por la técnica de construcción, particularmente por el procedimiento de inyección de lechada, y en menor alcance por la técnica de perforación y limpieza del barreno.

Interface de lechada/tendón.

Tres mecanismos de trabajo, específicamente adherencia, rozadura y el enclavamiento mecánico se reconocen ampliamente, pero las recomendaciones que pertenecen al trabajo de la lechada/tendón, valores en la práctica usualmente no toman en cuenta la longitud o tipo de tendón, o la resistencia de la lechada que rodea al tendón.

La resistencia de trabajo puede ser significativamente afectada por la condición del tendón, particularmente cuando es flojo o los materiales de lubricante están presentes en la interface. La superficie de los tendones debería por lo tanto no ser nociva en la longitud de tendón libre y poder mejorar el trabajo. Por otra parte tendones que muestren señales de corrosión no deberían usarse.

Para anclajes, se recomienda que el área de tendón no deba exceder 15% a 20% del área del barreno a fin de minimizar el afianzamiento.

Tensión y longitud de anclas.

En el análisis se considero que la longitud activa de las anclas se encontrara por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre la interface ancla/suelo; Brons (1968) y Little John (1970) establecieron la siguiente ecuación, para estimar la carga por fricción:

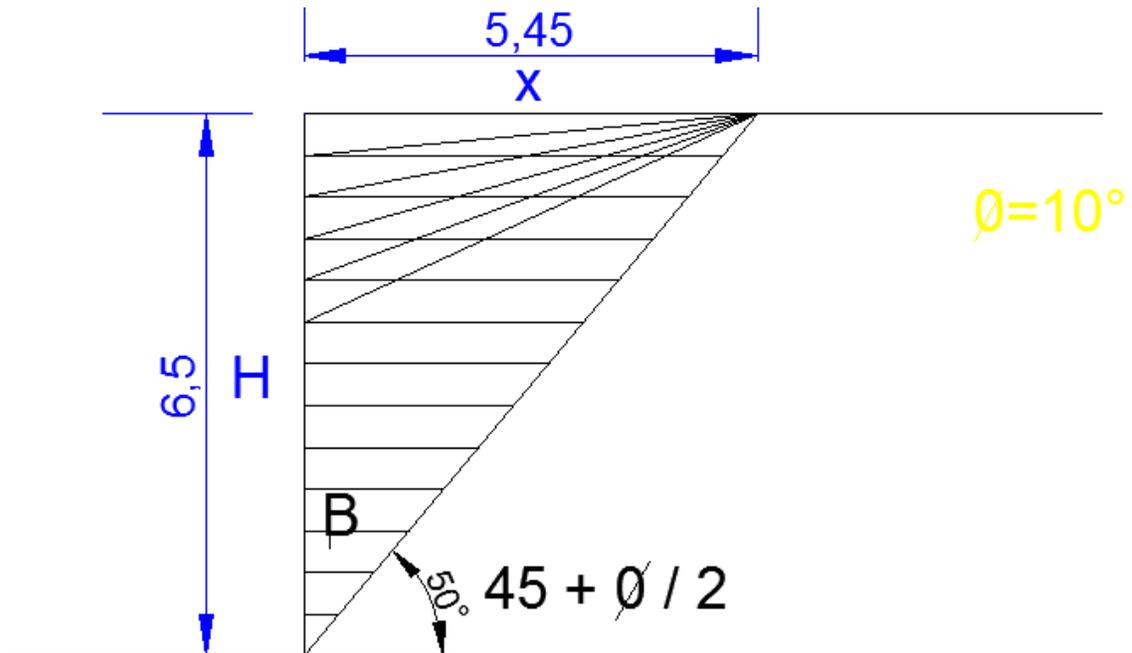
$$P_u = [(P_i \tan \Phi' + c') \pi DL] F_R$$

Donde:

- P_u : capacidad del ancla en ton.
- P_i : Presión de inyección de la lechada e igual a 2.5kg/cm^2 .
- π : 3.1416
- D : diámetro de barreno, igual a 0.10m.
- Longitud del ancla, en m
- Φ : Angulo de fricción interna del suelo en el que se instala el ancla, en grados.
- Φ' : Ángulo de fricción entre el suelo y el cuerpo del ancla, igual a $2/3$ de ángulo de fricción del suelo en que se instalara el ancla, en grados.
- c : del suelo en que se instala el ancla.
- c' : resistencia al esfuerzo cortante por cohesión o adherencia entre el suelo y el cuerpo del ancla, igual a $2/3$ de la cohesión del suelo en que se instalara el ancla.
- F_R : Factor de reducción igual a 0.7

6.5.2 Cálculo de los empujes en la zona de rellenos.

La cuña de empujes tiene las características mostradas en la imagen:



$$\tan = \frac{CO}{H} = \frac{x}{H}$$

$$x = H \tan(\beta)$$

$$x = 6.5\text{m} * \tan(47^\circ)$$

$$x = 5.454\text{m}$$

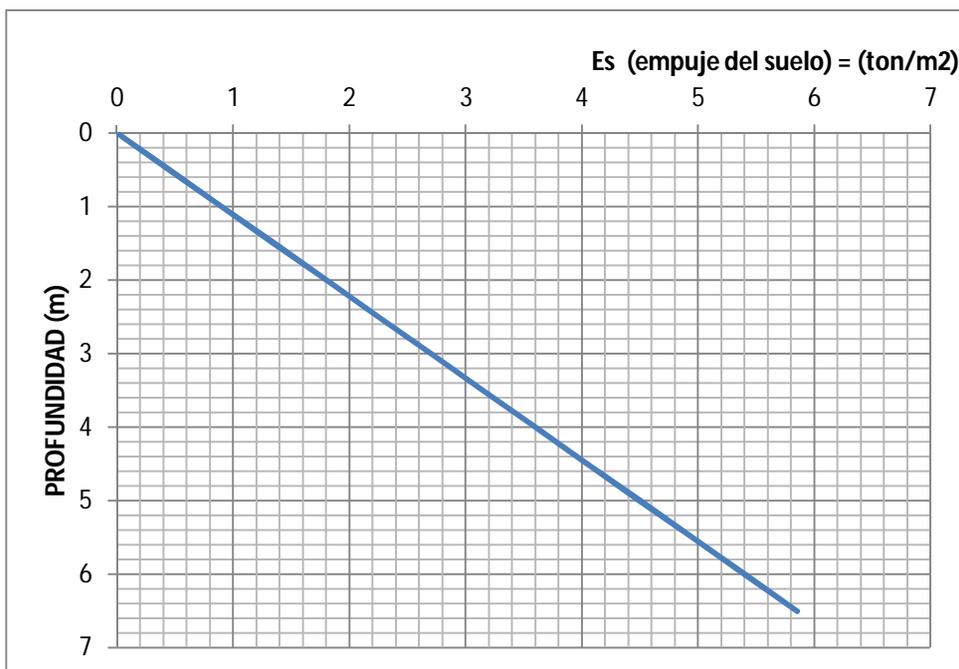
EMPUJE DEL SUELO (E_s)

$$E_s = K_0 \gamma h$$

Los empujes de la masa de suelo se representan en la siguiente tabla y a su vez se grafican.

$$E_s \text{ (EMPUJE DE SUELO)} = K_a * \gamma * h$$

	k_a	h (m)	γ (ton/m ³)	$E_s = K_a * \gamma * h$
E_{s0}	0.6	0	1.5	0
$E_{s0.5}$	0.6	0.5	1.5	0.45
E_{s1}	0.6	1	1.5	0.9
$E_{s1.5}$	0.6	1.5	1.5	1.35
E_{s2}	0.6	2	1.5	1.8
$E_{s2.5}$	0.6	2.5	1.5	2.25
E_{s3}	0.6	3	1.5	2.7
$E_{s3.5}$	0.6	3.5	1.5	3.15
E_{s4}	0.6	4	1.5	3.6
$E_{s4.5}$	0.6	4.5	1.5	4.05
E_{s5}	0.6	5	1.5	4.5
$E_{s5.5}$	0.6	5.5	1.5	4.95
E_{s6}	0.6	6	1.5	5.4
$E_{s6.5}$	0.6	6.5	1.5	5.85



EMPUJE DE UNA SOBRECARGA DE 1.5 ton/m (E_{SC})

$$E_{SC} = \frac{W}{\pi} \left[(\beta + \text{sen } \beta) \text{sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{sen } \beta) (\text{cos}^2 \frac{\beta}{2}) \right] \dots\dots\dots \text{en RADIANES}$$

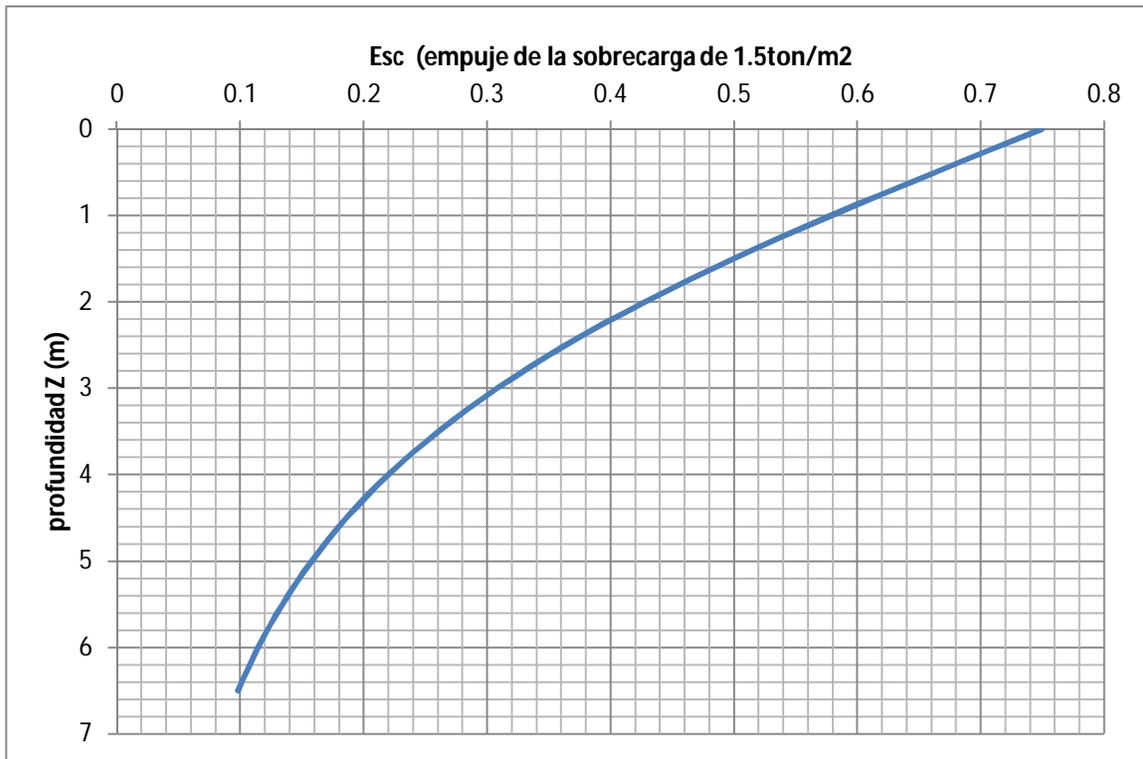
$$\beta = \tan^{-1} \frac{L}{z} \quad ; \quad \text{RAD} = \frac{\beta \pi}{180}$$

Se tienen los valores de la sobrecarga para diferentes profundidades en la siguiente tabla:

$$E_{SC} \text{ (EMPUJE DE SOBRECARGA)} = ESC = W/\pi [(\beta + \text{sen } \beta) \text{sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{sen } \beta) (\text{cos}^2 \beta/2)]$$

	L (m)	z (m)	β (RAD) $\tan^{-1} (L/z)$	sen β	sen ² ($\beta/2$)	$\beta - \text{sen}\beta$	cos ² ($\beta/2$)	Esc
Esc 0	5.454	0	1.57	1.00000	0.49960	0.57000	0.50040	0.74924
Esc 0.5	5.454	0.5	1.479376	0.99582	0.45435	0.48355	0.54565	0.66294
Esc 1	5.454	1	1.3894588	0.98360	0.40983	0.40586	0.59017	0.57872
Esc 1.5	5.454	1.5	1.3024045	0.96420	0.36741	0.33821	0.63259	0.49977
Esc 2	5.454	2	1.2193192	0.93887	0.32786	0.28045	0.67214	0.42785
Esc 2.5	5.454	2.5	1.1409962	0.90905	0.29166	0.23195	0.70834	0.36393
Esc 3	5.454	3	1.0679109	0.87620	0.25902	0.19172	0.74098	0.30826
Esc 3.5	5.454	3.5	1.0002562	0.84161	0.22996	0.15865	0.77004	0.26056
Esc 4	5.454	4	0.9379998	0.80638	0.20430	0.13162	0.79570	0.22016
Esc 4.5	5.454	4.5	0.8809472	0.77134	0.18179	0.10961	0.81821	0.18623
Esc 5	5.454	5	0.8287992	0.73712	0.16212	0.09168	0.83788	0.15789
Esc 5.5	5.454	5.5	0.7811988	0.70413	0.14497	0.07707	0.85503	0.13427
Esc 6	5.454	6	0.7377653	0.67264	0.13001	0.06513	0.86999	0.11461
Esc 6.5	5.454	6.5	0.6981184	0.64278	0.11697	0.05534	0.88303	0.09822

Se grafican los valores de la sobrecarga a las diferentes profundidades:



EMPUJE DEL SISMO (E_{SS})

$$E_{SS} = \frac{E}{H} \quad \text{donde:}$$

$$E = \Sigma W \frac{C_s}{Q}$$

Para el área tenemos:

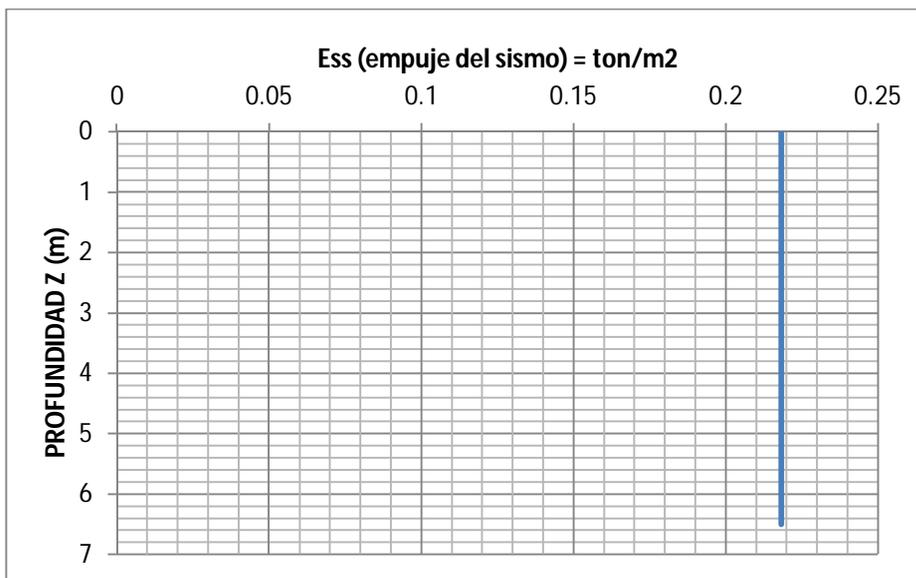
$$A = \frac{B h}{2} = \frac{6.5 \cdot 5.454}{2} = 17.726 \text{m}^2$$

$$W = A \gamma 1$$

$$W = 17.726 \text{m}^2 * 1.5 \text{ton/m}^3 * 1 \text{m} = 26.589 \text{ ton.}$$

$$E = \Sigma W \frac{C_s}{Q} = 26.589 \text{ ton.} * \frac{0.16}{3} = 1.4181 \text{ ton.}$$

$$E_{SS} = \frac{E}{H} = \frac{1.4181 \text{ ton}}{6.5 \text{ m}} = 0.2182 \text{ ton/m}^2$$



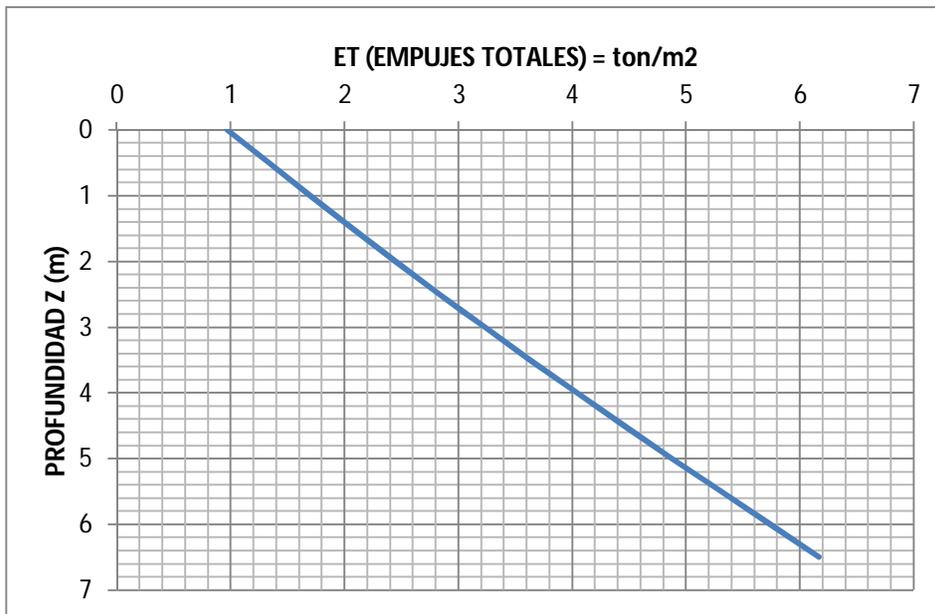
EMPUJES TOTALES (E_T)

$$E_T = E_S + E_{SC} + E_{SS}$$

Los empujes totales se representan en la tabla y a su vez en la grafica siguiente:

$$E_T = E_S + E_{SC} + E_{SS} = (\text{EMPUJES TOTALES})$$

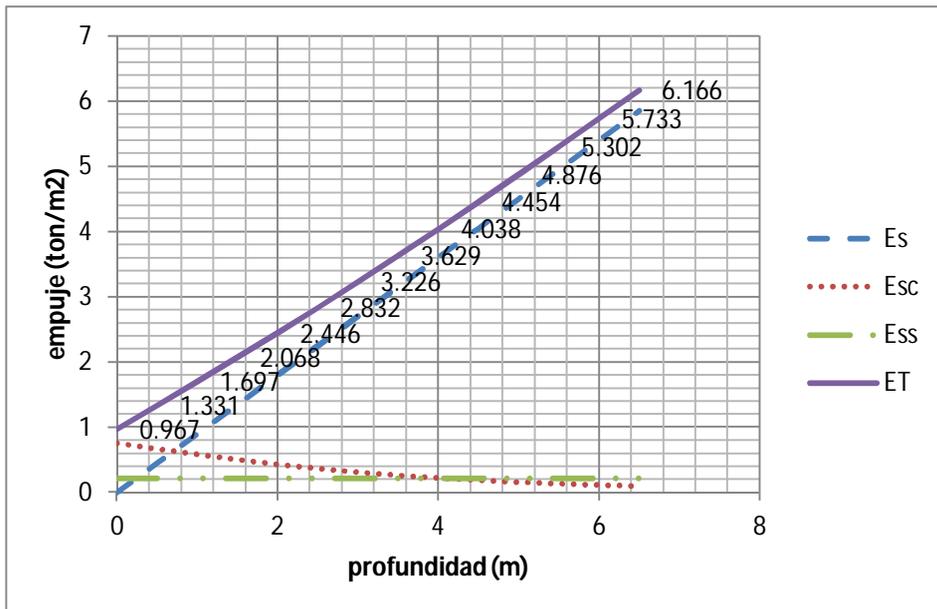
	z	Es	Esc	Ess	Et
Ess0	0	0	0.7492396	0.2182	0.9674396
Ess0.5	0.5	0.45	0.6629429	0.2182	1.3311429
Ess1	1	0.9	0.5787211	0.2182	1.6969211
Ess1.5	1.5	1.35	0.4997707	0.2182	2.0679707
Ess2	2	1.8	0.4278476	0.2182	2.4460476
Ess2.5	2.5	2.25	0.3639262	0.2182	2.8321262
Ess3	3	2.7	0.3082625	0.2182	3.2264625
Ess3.5	3.5	3.15	0.2605593	0.2182	3.6287593
Ess4	4	3.6	0.2201623	0.2182	4.0383623
Ess4.5	4.5	4.05	0.1862347	0.2182	4.4544347
Ess5	5	4.5	0.1578889	0.2182	4.8760889
Ess5.5	5.5	4.95	0.134271	0.2182	5.302471
Ess6	6	5.4	0.1146071	0.2182	5.7328071
Ess6.5	6.5	5.85	0.0982225	0.2182	6.1664225



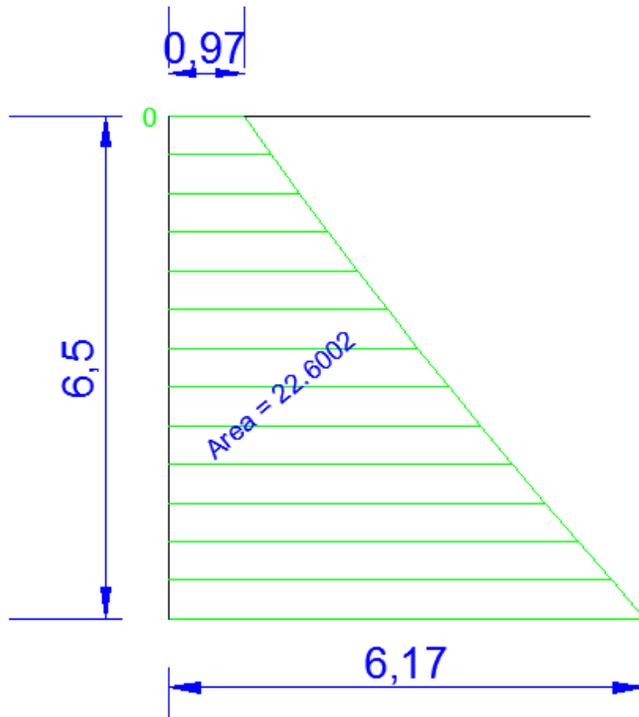
Encontramos los diferentes empujes graficados en una sola grafica:

EMPUJES Es, Esc y Ess

z	Es	Esc	Ess	ET
0	0	0.7492	0.2182	0.9674396
0.5	0.45	0.6629	0.2182	1.3311429
1	0.9	0.5787	0.2182	1.6969211
1.5	1.35	0.4998	0.2182	2.0679707
2	1.8	0.4278	0.2182	2.4460476
2.5	2.25	0.3639	0.2182	2.8321262
3	2.7	0.3083	0.2182	3.2264625
3.5	3.15	0.2606	0.2182	3.6287593
4	3.6	0.2202	0.2182	4.0383623
4.5	4.05	0.1862	0.2182	4.4544347
5	4.5	0.1579	0.2182	4.8760889
5.5	4.95	0.1343	0.2182	5.302471
6	5.4	0.1146	0.2182	5.7328071
6.5	5.85	0.0982	0.2182	6.1664225



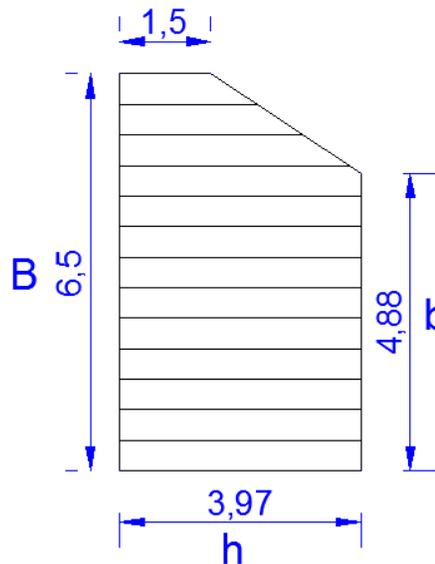
De esta manera se graficaron los empujes totales y se obtuvo una área total del diagrama de empujes de 22.6m².



Transformada de Peck:

$$h = \frac{2A}{B+b} = \frac{2 \cdot 22.6 \text{ m}^2}{6.5 + 4.875} = 3.974 \text{ m}$$

$$b = 0.75 \cdot B = 0.75 \cdot 6.5 \text{ m} = 4.875 \text{ m}$$



Área tributaria del ancla:

$$A_{\text{Trib}} = 3\text{m} * 3\text{m} = 9\text{m}^2$$

$$P_u = A_{\text{Trib}} * T_{\text{Peck}}$$

$$P_u = 9 * 3.974 = 35.77 \text{ ton.}$$

$$P_u = [(P_i \tan \Phi' + c') \pi D L_a] F_R$$

Despejando L_a :

$$L_a = \frac{P_u}{[(P_i \tan \Phi' + c') \pi D] F_R}$$

Para la primer línea de anclas a 1.5m desde la corona del talud de rellenos y una presión de inyección de $P_i = 2.5\text{kg/cm}^2$.

$$\Phi = 10^\circ$$

$$\Phi' = \frac{2}{3} \Phi = \frac{2}{3} (10^\circ) = 6.66^\circ$$

$$C = 11.39 \text{ ton/m}^2$$

$$C' = \frac{2}{3} C = \frac{2}{3} (11.39) = 7.59 \text{ ton/m}^2$$

$$L_a = \frac{35.77}{[(2.5 \tan(6.66) + 7.59 \text{ ton/m}^2) \pi 0.1\text{m}] 0.7} = 15.48\text{m}$$

$$L_a = \frac{L_a}{\cos \alpha} = \frac{15.48}{\cos (20)} = 16.47 \approx 16.5\text{m.}$$

Longitud total de las anclas a 1.5m.

$$L_T = L_a + L_p$$

$$L_{T,1.5} = 16.5\text{m} + 2.08\text{m} = 18.58 \approx \underline{18.6\text{m.}}$$

Longitud total de las ancla a 4.5m.

$$L_T = L_a + L_p$$

$$L_{T,1.5} = 16.5\text{m} + 0.81\text{m} = 17.31 \approx \underline{17.3\text{m.}}$$

En las imágenes 40 y 41 se representan las dos líneas de anclaje, su longitud y el material en el cual se fijan.

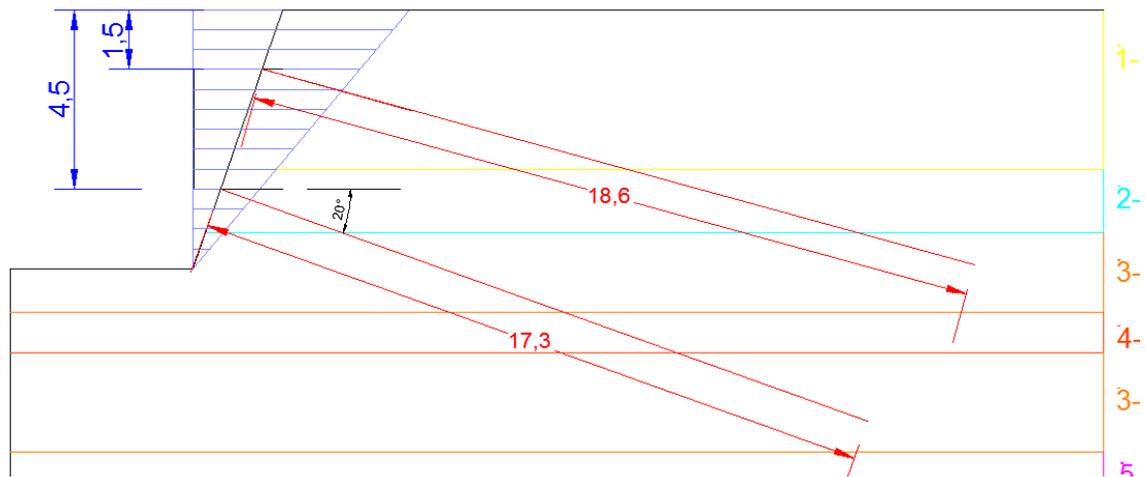


FIG. 40 CUÑA DE EMPUJES, CARACTERÍSTICAS Y UBICACIÓN DE LAS ANCLAS

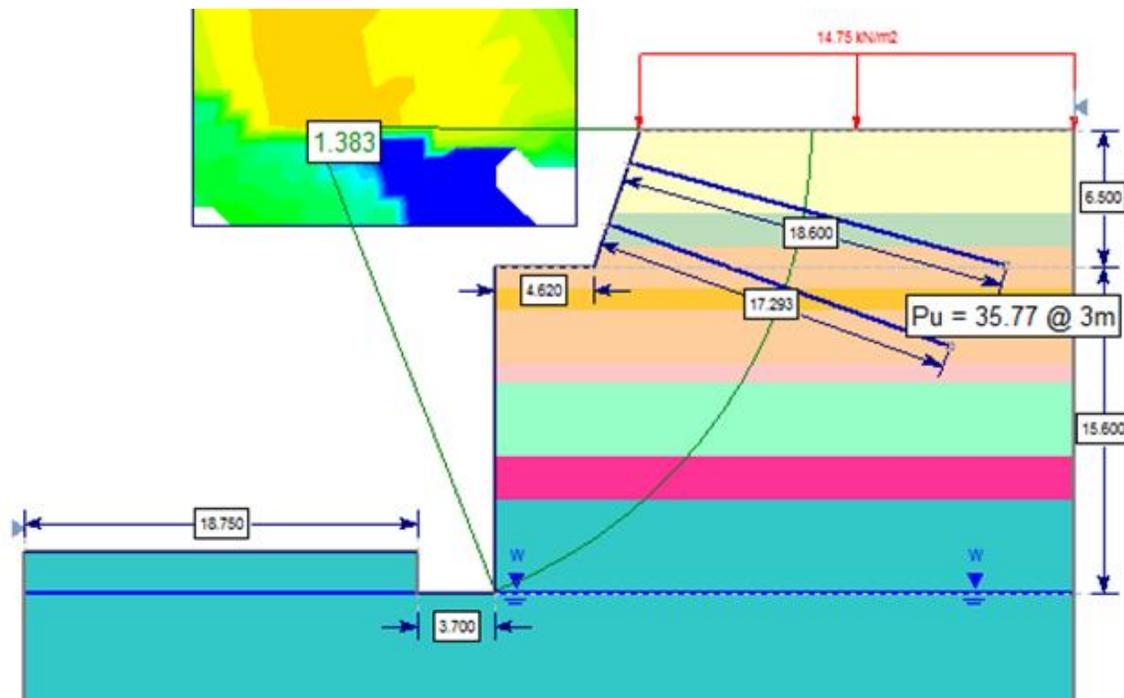


FIG. 41 CAPACIDAD DE ANCLAS Y CONDICIONES ANALIZADAS DE LAS MISMAS

Todos los anclajes requieren una longitud libre mínima que pueda guardar el esfuerzo en esta longitud elástica. Para las anclas de torones diseñadas, lo mínimo que requiere de longitud libre es de 5m para que la tensión a que se somete la ancla a través del alargamiento de la parte libre no se pierda con el regreso de las cuñas al momento del bloqueo del ancla.

Las anclas diseñadas son armaduras metálicas de cables que toman los esfuerzos de tracción. Se introduce esta armadura en una perforación y se sella al terreno por medio de una inyección de lechada de cemento. La puesta en tensión se realiza con una unidad de postensado que corresponde al tipo de ancla colocada.

Los torones se definen con las siguientes características:

Según **ASTM⁶ 416** 6 ASTM – American Institute of the Steel Construction.

	torón de 0.5” de diámetro torón de 12.7 mm de diámetro	torón de 0.6” de diámetro torón de 15.2 mm de diámetro
Resistencia mínima garantizada que corresponde a la tensión de ruptura	18.7 ton	25.3 ton
(TMG) Tensión mínima garantizada que corresponde a un alargamiento de 1%	16.9 ton	22.4 ton
Tensión de ensaye de prueba admisible	15.2 ton	21.9 ton
Tensión residual en el ancla después del bloqueo de las cuñas de postensado correspondiente a la tensión de trabajo admisible Partiendo de la tensión mínima de alargamiento (TMG/1.33)	12.0 ton	16.8 ton

Considerando que las anclas tendrán una inclinación de 20° con respecto a la horizontal, se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribuciones de anclas mostradas en la figura 40 y 41.

6.5.3 instalación de las anclas.

Perforación de barrenos

Se realiza la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizara aire a presión. Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificara que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de perforación y se aplicara una lechada de agua cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfóraci3n. Una vez que la perforaci3n se encuentra limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijara una cabeza de punta de bala con el fin de que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforaci3n ni generen caídos durante la instalaci3n. El tensor se fijara al suelo mediante la inyecci3n a presi3n de lechada de cemento.

Características de las anclas.

Los tensores de las anclas consistirán de tres torones de 0.5", dos torones de 0.6".

En los anclajes de haces de cables, la zona libre o deformaci3n no restringida, durante el tensado, se protegerá con grasa grafitada y tubos envolventes para cada cable o tor3n, en la zona de anclaje basta el efecto de recubrimiento de la lechada de cemento de inyecci3n.

Las anclas deberán tener espaciadores con el prop3sito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma independiente, para proteger contra la corrosi3n y para desarrollar una adecuada resistencia en la uni3n entre ellos, los que se colocaran a cada 2 metros.

Tambi3n se colocaran centradores a cada 2m, sobre el haz de torones ensamblados, para tener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforaci3n, asegurando así un espesor adecuado de la lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5").

En los anclajes de haces de cables de 0.6” de diámetro la zona libre de dilatación se protege con grasa y tubos envolventes de cada cable, o torón, en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento, con espesor mínimo de 2cm.

Inyección de los barrenos.

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua-cemento, en proporción 1-2.5, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea, una vez logrado esto, se colocara la lechada en el depósito de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleara una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a presión de 2.5kg/cm^2 en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba al tubo de inyección, el que tendrá manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado, que la presión tenga el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección es posible precisarlo, por lo que de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciara en 24horas después, hasta que la lechada retorne.
- d) Antes del tensado, únicamente se inyectara la parte activa del ancla.
- e) En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundados mediante grasa en una manguera de tipo hidráulica.

Prueba de control de calidad de lechada de inyección.

Con el objetivo de garantizar la adecuada capacidad de anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar y probar cuando menos una muestra por cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3 y 7 días. Cada muestra deberá identificarse con datos de fecha y localización en donde se empleo la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia de la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor de 100kg/cm^2 , la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

Tensado de las anclas.

Tras el fraguado de la lechada de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante un gato hidráulico de diseño especial para este fin, 72 horas después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado. Las anclas se sujetan al muro por medio de un “queso” de acero de 16cm de diámetro apoyado sobre una placa de acero de 25 x 25cm y 1” de espesor en el que los cables torón atraviesan el queso en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a cada torón su respectiva cuña; efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al queso mediante las cuñas, lo que se realiza automáticamente con el equipo con el que se lleva a cabo el tensado, conforme aumenta la tensión de los torones, la cual debe ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor. En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor), debe poder deformarse sin restricciones, entre la parte correspondiente a la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominación longitud libre del tensor.

Una vez terminado el tensado se cortan las puntas sobrantes del cable torón a una distancia de 2cm de las cuñas de sujeción al queso, cubriéndose con un capuchón relleno con mortero, pintando finalmente el capuchón y la placa metálica con pintura epoxica.

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

1. Se aplicara la tensión en incrementos de 25% de la tensión del proyecto hasta alcanzar el 125% de la tensión de diseño.
2. Se descarga en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.
3. Se volverá a tensar las anclas en incrementos de 25% de la tensión del proyecto hasta alcanzar el 100% y se sujetaran al muro de concreto.
4. Se inyectara la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.

Procedimiento constructivo.

A continuación se indica el procedimiento constructivo para la excavación del corte.

1. Inicialmente se perfilara el talud.
2. Una vez perfilado el talud, se procederá perfilar cuidadosamente una caja de 6cm de profundidad y dimensiones de 1.0 x 1.0m cuyo centro coincida con la posición de las anclas, para mantener las condiciones de humedad de los materiales inmediatamente al afine y perfilado del talud se cubrirán los materiales con un riego de lechada de cemento. En las cajas labradas se colocaran tramos 1.0 x 1.0m, de malla electro soldada de 6x6 - 6/6 anclada al talud con varilla de 3/8" y 0.5m de longitud, hincadas en una reticula de 1.5m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado. Igualmente fijadas a las varillas de 3/8" se colocara en el área excavada a talud vertical dos mallas de 6x6 – 6/6, dejando tramos de malla para su traslape, tanto horizontal como vertical.
3. Se aplica una capa de concreto lanzado, que en la zona que se ubicara en ancla tendrá 16cm, y 10cm en el área restante.

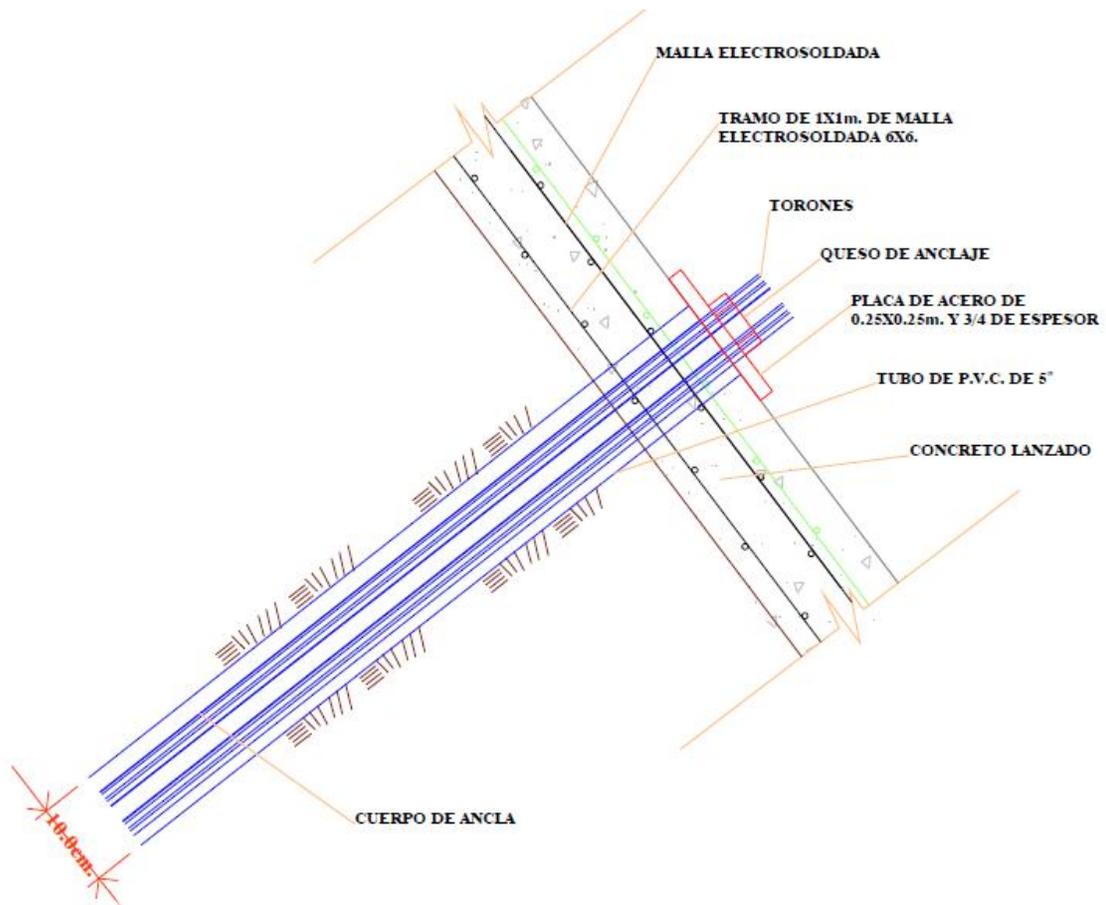
4. El siguiente paso será realizar las perforaciones que alojarán a las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios que se dejaron las preparaciones para tal motivo. Siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas antes establecido.

5. Se procederá a retirar la berma para descubrir el siguiente nivel de anclaje, siguiendo los mismos pasos que se indican en los incisos 2 a 4.

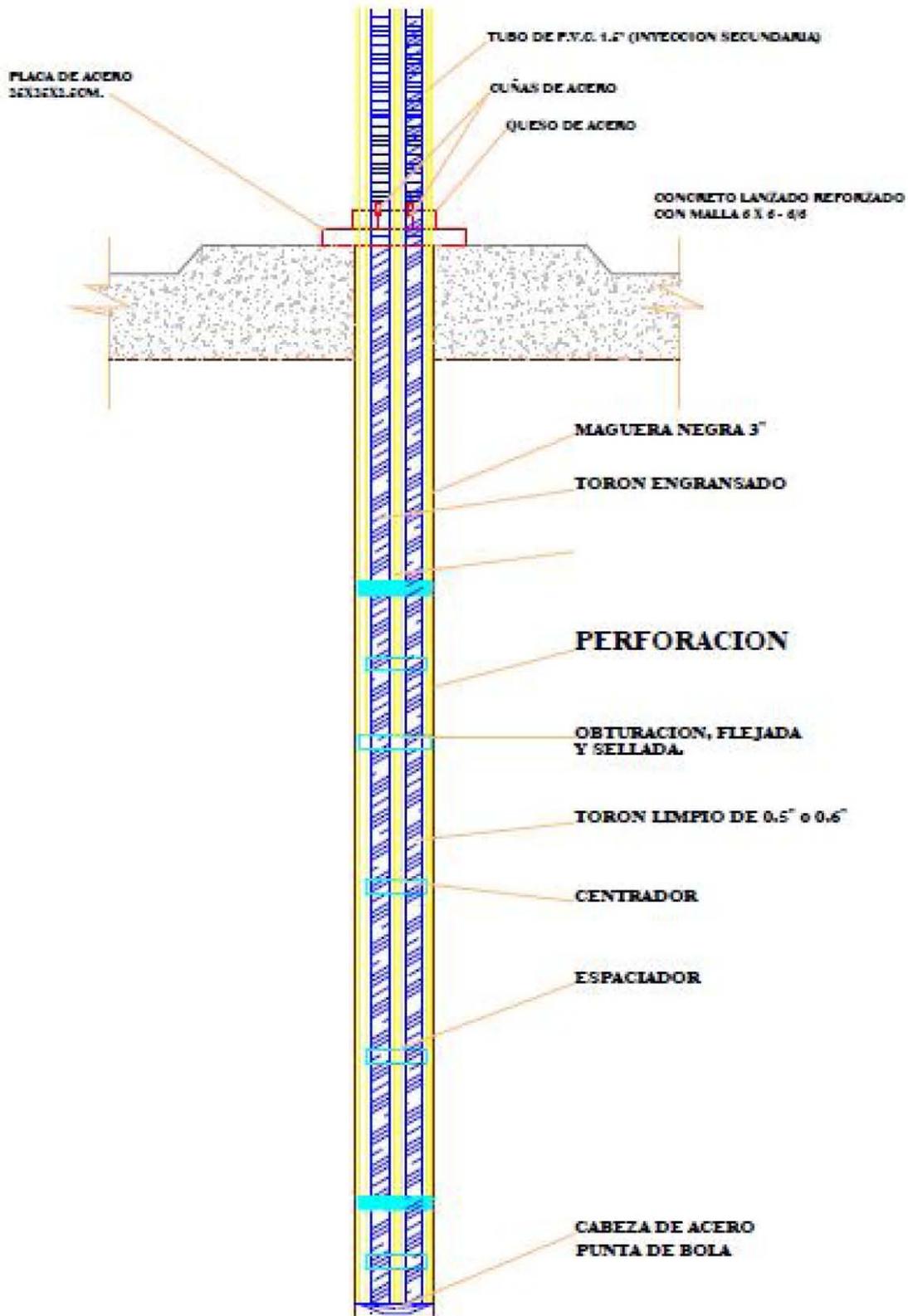
6. Durante la construcción de mejoramiento de taludes deberán considerarse drenes para evitar el empuje hidrostático actuando sobre el muro de concreto el cual incrementa las fuerzas actuantes y reduce el factor de seguridad.

7. Una vez construido el primer nivel de anclaje, se excava hasta 1m por debajo del siguiente nivel de anclas.

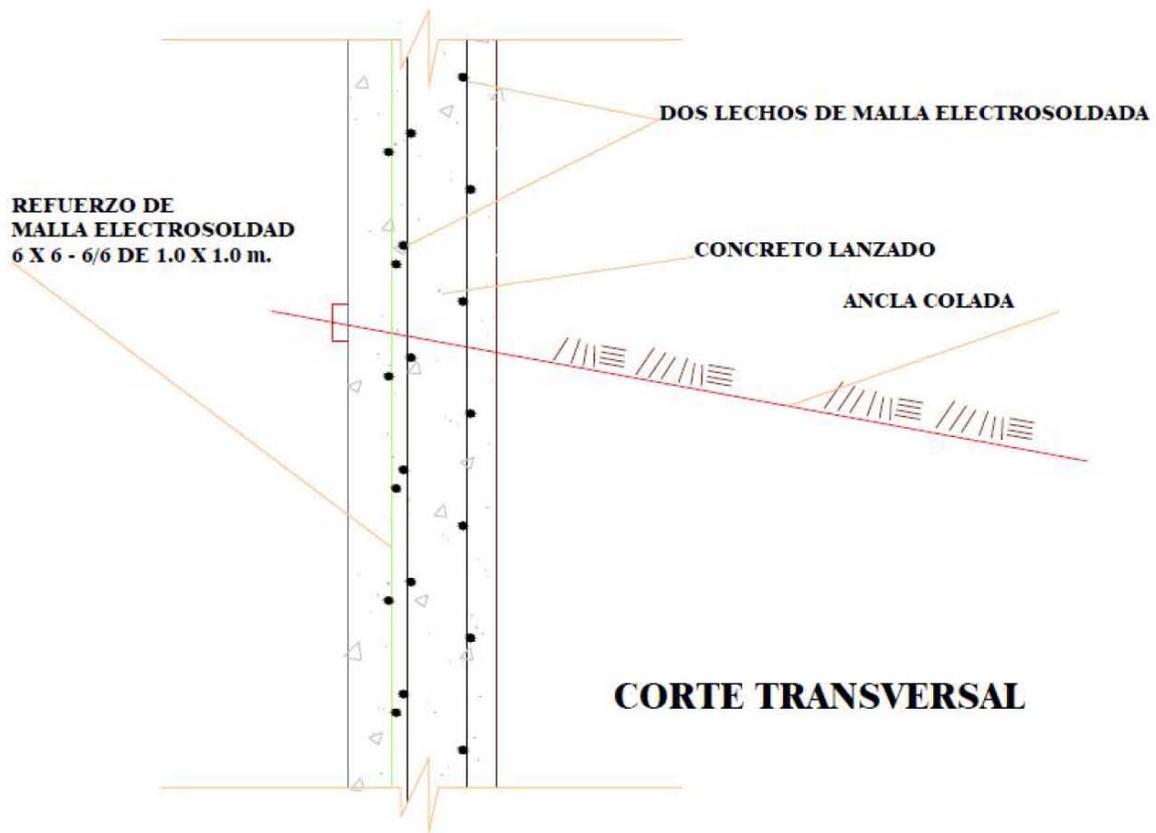
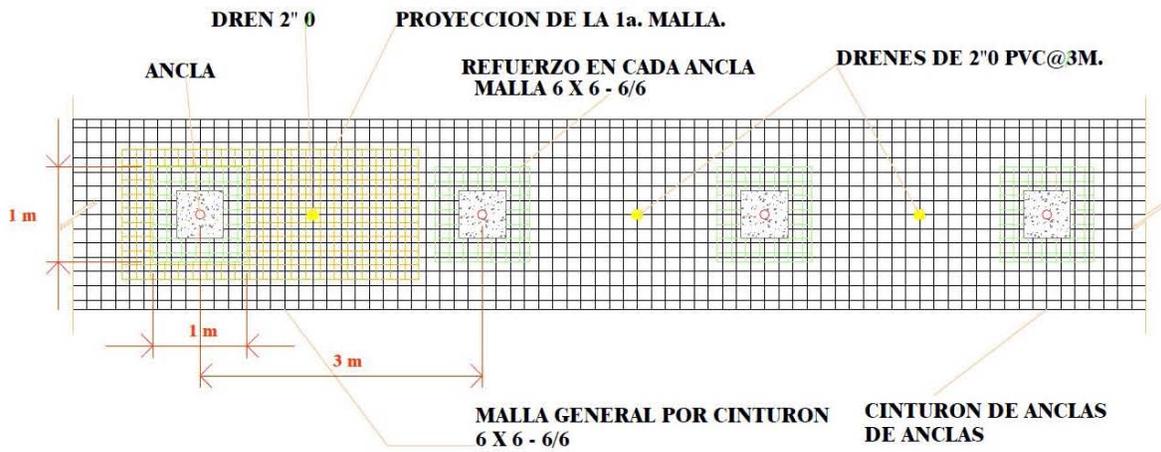
8. Para observar el comportamiento de los taludes se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales. Se deberán perforar drenes adicionales sobre el muro de concreto lanzado con el objeto de permitir el libre paso del agua que sea retenida en el respaldo del muro anclado, dado que estos no están diseñados para soportar empujes hidrostáticos, verificando que los drenes existentes funcionen adecuadamente, estos drenes deberán ser perforaciones de 2” de diámetro mínimo a cada 2.5m tanto en el sentido vertical como horizontal.



SECCION TRANSVERSAL DE LA CAPA REFORZADA DE CONCRETO LANZADO REFORZAD POR ANCLAS



ANCLAS DE FRICCIÓN



Para conocer el comportamiento de la estructura el reglamento de Construcciones recomienda instalar 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 esta, las referencias se fijaran en columnas o muros de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuaran en forma semestral por un periodo de cinco años, o cuando se presente la eventualidad de un sismo.

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

CONCLUSIONES.

Resulta altamente prioritario para la realización de este, así como de cualquier proyecto de infraestructura, contar con toda la información requerida, llámese: planos, ubicación, alcances funcionalidad etc.

En este caso, para lograr dar una solución adecuada geotécnicamente hablando, al proyecto ejecutivo de la relocalización de la planta de bombeo de Tequixquiac, fue necesaria la recopilación de datos, que van desde los antecedentes y ubicación del sitio, pasando por la exploración y muestreo del subsuelo, llegando a las pruebas de laboratorio y análisis de resultados. Con esto se obtuvo la estratigrafía así como las características de los materiales del lugar de interés.

Con lo citado en el párrafo anterior, se cuenta con la información necesaria y se prosigue a calcular la cimentación, juzgándose la más adecuada para este proyecto a base de losas de cimentación; así como el cálculo de la capacidad de carga de los materiales del sitio. De esta manera, los resultados obtenidos y representados en el presente trabajo resultan admisibles, tanto los estados límites falla en condiciones estáticas y en condiciones dinámicas, como también el estado límite de servicio.

De igual manera encontramos la forma de satisfacer la estabilidad de taludes con factores de seguridad aceptables según la práctica de la ingeniería, encontramos también los empujes que se harán presente en los muros perimetrales del cárcamo, y los cuales deben considerarse al momento de diseño y construcción de dichos muros.

De esta manera y con base a todo lo plasmado en este trabajo de titulación “Análisis geotécnico para el cárcamo de bombeo ubicado en Tequixquiac Edo. Mex.”, Se puede concluir que las soluciones geotécnicas que se dan y se hacen presentes, así como el proceso constructivo y las recomendaciones, son aplicables, aceptables y altamente satisfactorios.

Anexo I.

REPORTE FOTOGRAFICO.







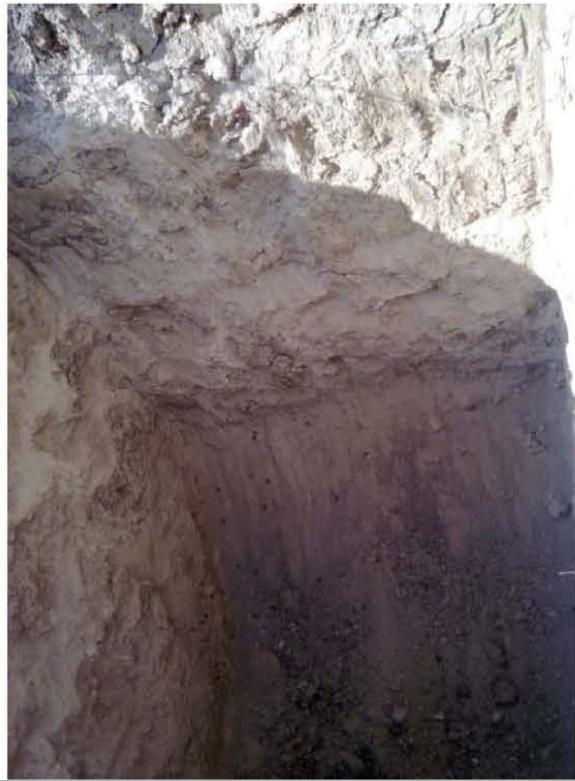




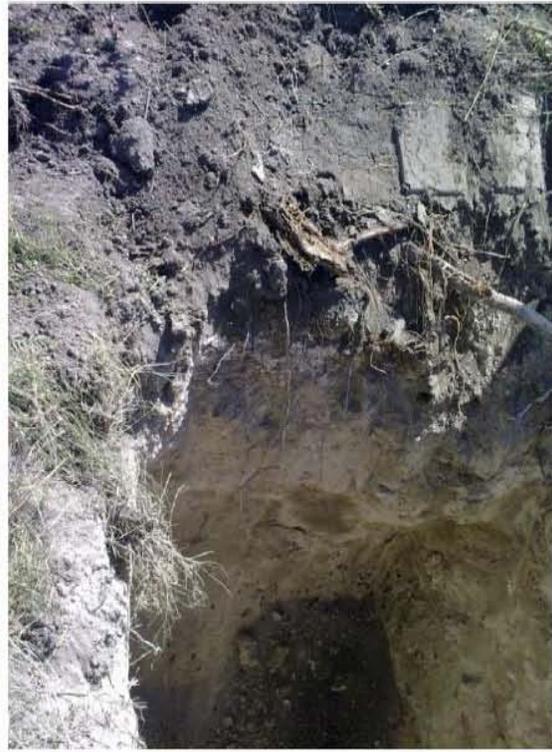






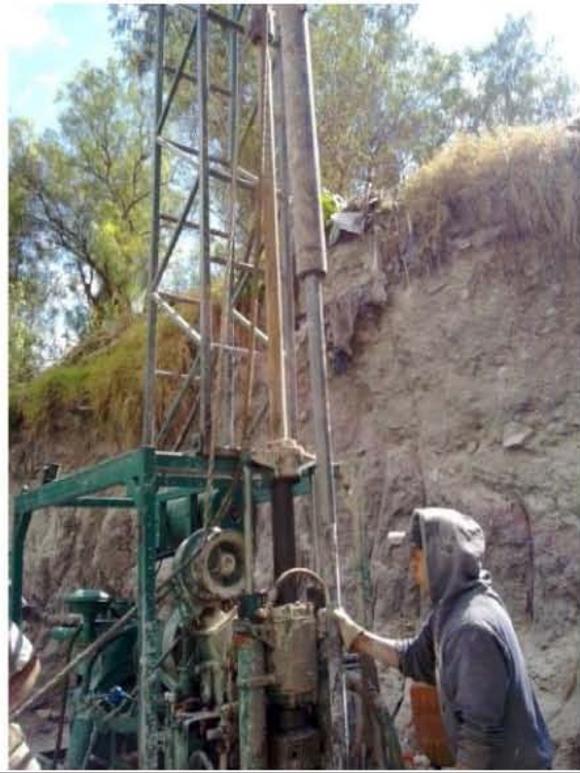














ANEXO II.

PRUEBAS DE LABORATORIO.

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA EL CÁRCAMO DE BOMBEO UBICADO EN TEQUISQUIAC EDO. MEX.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: TEQUISQUIAC								
SONDEO: SPT-1								
FECHA: 07-oct-10								
Muestra	Profundidad	Tara	tara	W _{h+}	W _{s+}	w	TORC.	C L A S I F I C A C I O N
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
1	0.00 0.60	21	25.90	156.20	124.10	32.69		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
2	0.60 1.20	6	25.00	172.70	137.40	31.41		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA
3	1.20 1.80	18	26.60	138.20	95.90	61.04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
4	1.80 2.40	1	23.80	146.50	111.30	40.23		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
5	2.40 2.85	5	25.30	108.70	91.40	26.17		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
6	3.00 3.60	4	25.30	187.70	154.80	25.41		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
7	3.60 4.20	12	25.70	176.90	142.50	29.45		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
8	4.20 4.60	26	25.60	172.20	144.10	23.71		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
9	4.60 4.95	22	25.90	183.30	168.20	10.61		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS
10	5.40 5.75	28	25.70	144.20	118.70	27.42		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
11	6.00 6.60	13	25.90	168.20	129.90	36.83		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
12	6.60 6.85	8	25.70	172.30	138.60	29.85		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
13	7.20 7.80	19	25.00	171.80	131.70	37.58		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
14	7.80 8.40	2	25.40	151.50	118.60	35.30		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA
15	8.40 8.85	25	26.10	181.70	142.80	33.33		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
16	9.00 9.30	11	25.60	185.10	153.10	25.10		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: TEQUISQUIAC								
SONDEO: SPT-1								
FECHA: 07-oct-10								
Muestra	Profundidad	Tara	tara	W _{h+}	W _{s+}	w	TORC.	C L A S I F I C A C I O N
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
17	9.61 11.60					1.00		FRAGMENTOS DE NUCLEO BASALTICO GRIS OSCURO CON TAMAÑOS MENORES A 10 CM.
18	11.60 12.20	24	25.70	140.90	84.90	94.59		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
19	12.20 12.80	17	26.70	137.60	86.40	85.76		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
20	12.80 13.40	15	26.10	151.00	97.60	74.69		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
21	13.40 14.00	23	25.60	150.90	94.90	80.81		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
22	14.00 14.60	29	27.70	142.60	95.80	68.72		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
23	14.60 15.05	23	25.60	150.90	94.90	80.81		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
24	15.20 15.60	33	27.82	141.50	95.20	68.71		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
25	15.80 16.25	28	25.40	130.10	90.70	60.34		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
26	16.40 16.85	21	23.50	147.30	102.50	56.71		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
27	17.00 17.60	16	23.20	140.20	90.20	74.63		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
28	17.60 18.20	36	22.50	153.40	108.60	52.03		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
29	18.20 18.65	37	27.10	132.50	95.90	53.20		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
30	18.80 19.20	9	25.80	135.20	102.30	43.01		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
31	19.40 19.85	35	28.10	155.20	105.36	64.51		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA EL CÁRCAMO DE BOMBEO UBICADO EN TEQUIXQUIAC EDO. MEX.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA									
OBRA: TEQUISQUIAC									
SONDEO: SPT-2									
FECHA: 07-oct-10									
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wb+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION	
Nº	m	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²		
1	0.00 0.60	635	3.60	126.30	92.40	38.18		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA	
2	0.60 1.20	535	3.50	106.30	80.20	34.03		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA	
3	1.20 1.80	540	3.50	110.90	88.80	25.91		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
4	1.80 2.40	575	3.50	129.80	96.80	35.37		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
5	2.40 2.80	604	3.50	109.90	80.50	38.18		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
6	3.00 3.60	450	3.60	124.30	97.00	29.23		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
7	3.60 4.20	668	3.40	115.90	87.60	33.61		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
8	4.20 4.60	609	3.50	95.20	75.20	27.89		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA	
9	4.80 5.05	405	3.50	104.50	86.30	21.98		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS	
10	5.40 5.80	568	3.70	112.30	91.70	23.41		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA	
11	6.00 6.60	629	3.60	126.20	100.60	26.39		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA	
12	6.60 6.95	504	3.50	102.60	81.50	27.05		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA	
13	7.20 7.80	586	3.50	94.60	75.10	27.23		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA	
14	7.80 8.40	471	3.60	89.90	72.90	24.53		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA	
15	8.40 8.80	522	3.50	106.30	86.00	24.61		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
16	9.00 9.40	193	3.60	106.30	85.40	25.55		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	

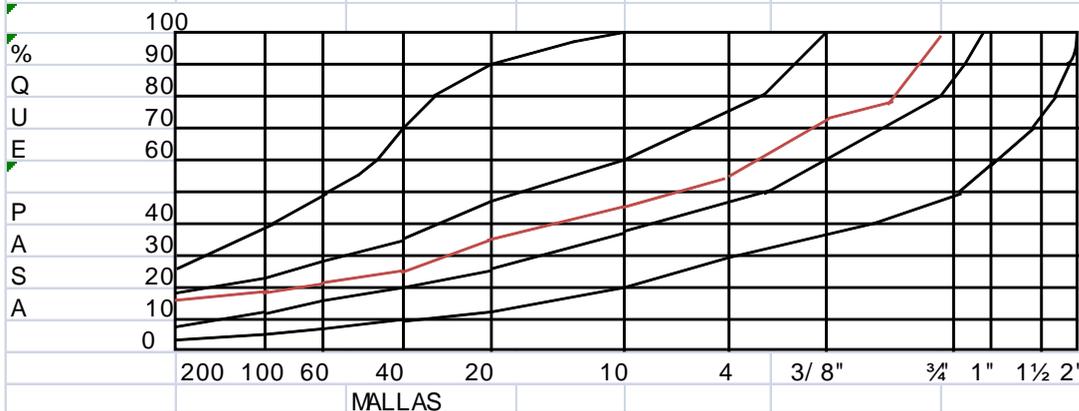
CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA									
OBRA: TEQUISQUIAC									
SONDEO: SPT-2									
FECHA: 07-oct-10									
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wb+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION	
Nº	m	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²		
17	9.65 11.60					1.00		FRAGMENTOS DE NUCLEO BASALTICO GRIS OSCURO CON TAMAÑOS MENORES A 10 CM.	
18	11.60 12.20	391	3.60	108.50	63.60	74.83		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
19	12.20 12.80	418	3.60	149.00	90.70	66.93		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
20	12.80 13.40	513	3.50	134.20	83.60	63.17		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
21	13.40 14.00	408	3.50	141.70	89.50	60.70		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
22	14.00 14.60	565	3.50	142.00	82.60	75.09		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
23	14.60 15.05	482	3.50	132.60	77.60	74.22		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
24	15.20 15.60	611	3.60	127.40	78.90	64.41		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
25	15.80 16.20	567	3.60	146.30	90.80	63.65		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
26	16.40 16.85	579	3.50	125.70	76.00	68.55		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
27	17.00 17.60	569	3.50	121.20	73.10	69.11		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
28	17.60 18.20	667	3.50	125.20	76.20	67.40		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
29	18.20 18.65	350	3.50	159.70	95.80	69.23		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
30	18.80 19.20	349	3.50	107.30	64.90	69.06		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA	
31	19.40 19.80	591	3.60	137.00	82.10	69.94		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA	

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA									
OBRA: TEQUISQUIAC									
SONDEO: SPT-3 FECHA: 10-oct-10									
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION	
Nº	m	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²		
1	4.50							GRAVAS HASTA 1" GRIS OSCURO	
	5.50								
2	9.10							FRAGMENTOS DE ROCA GRIS OSCURO CON TAMAÑOS DE 1 1/2"	
	10.10								
3	13.00	20	25.90	120.00	84.60	60.31		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	13.60								
4	13.60	29	27.70	150.20	119.20	33.88		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	14.20								
5	14.20	26	25.60	131.00	98.60	44.38		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	14.80								
6	14.80	15	26.10	129.90	91.70	58.23		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	15.25								
7	15.40	11	25.60	145.60	103.50	54.04		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	15.70								
8	16.00	2	24.40	115.60	74.10	83.50		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	16.40								
9	16.60	6	25.00	150.30	114.10	40.63		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA	
	17.05								
10	17.20	27	25.70	142.60	98.10	61.46		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
	18.00								
11	18.00	18	26.60	139.90	79.70	113.37		ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA	
	18.60								
12	18.60	19	25.00	133.20	102.00	40.52		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA	
	18.85								
13	19.20	25	26.10	150.20	108.60	50.42		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA	
	19.60								

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO:	TEQUISQUIAC		
SONDEO:	SPT-1	PROFUND.:	4,80-4,95 m
MUESTRA:	9		
DATOS:			
W TARA:	25.90 Gr	Ws+T	168.20 Gr
Ws:	142.30 Gr		
MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"	0.00		
1/2"	34.00	23.89	76.11
3/8"	4.90	3.44	72.66
1/4"	14.60	10.26	62.40
N°4"	11.80	8.29	54.11
10.00	12.20	8.57	45.54
20.00	14.20	9.98	35.56
40.00	13.50	9.49	26.07
60.00	2.30	1.62	24.46
100.00	8.10	5.69	18.76
200.00	3.90	2.74	16.02
PASA 200	22.80	16.02	0.00
SUMA	142.30	0.00	0.00

GRAVA	45.89	%
ARENA	38.09	%
FINOS	16.02	%
SUMA=	100.00	%

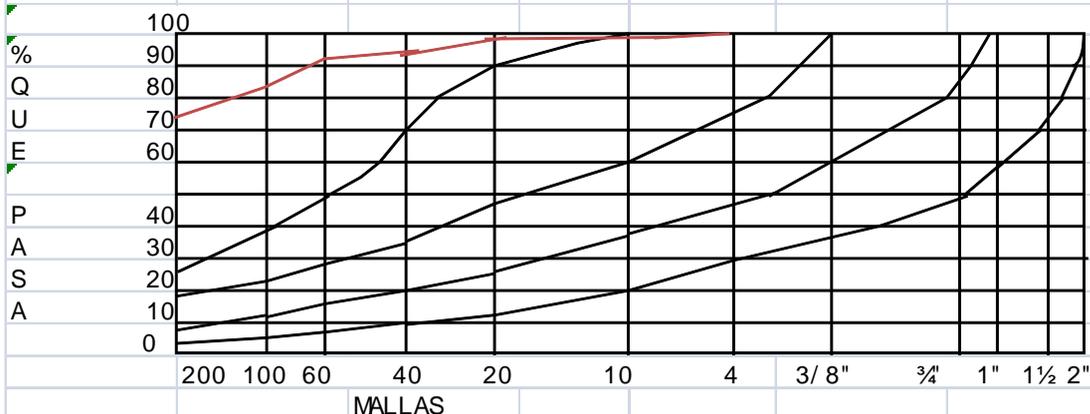


ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO:	TEQUISQUIAC		
SONDEO:	TALUD	PROFUND.:	
MUESTRA:	MC		
DATOS:			
W TARA:	26.10 Gr	Ws+T	125.00 Gr
Ws:	98.90 Gr		

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			
N°4"	0.00	0.00	100.00
10.00	0.50	0.51	99.49
20.00	0.60	0.61	98.89
40.00	2.20	2.22	96.66
60.00	3.30	3.34	93.33
100.00	9.70	9.81	83.52
200.00	8.10	8.19	75.33
PASA 200	74.50	75.33	0.00
SUMA	98.90	0.00	0.00

GRAVA	0.00	%
ARENA	24.67	%
FINOS	75.33	%
SUMA=	100.00	%



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	TEQUISQUIAC				
SONDEO N°:	PCA-	MUESTRA:	BOLSA	PROF.:	2.00 m
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CLARO				
LIMITE LIQUIDO					
N° GOLPES	N° tara	W _{h+t}	W _{s+t}	W _t	W%
32	144	12.60	9.28	2.20	46.89
24	115	12.40	9.10	2.30	48.53
16	139	11.60	8.40	2.10	50.79
10	129	12.00	8.60	2.10	52.31
LIMITE PLASTICO					
	128	6.30	5.50	2.20	24.24
	131	6.50	5.70	2.20	22.86
CONTRACCION LINEAL					
	bara n°	loc. inic.	loc. final	C.L. (%)	
	L.L.	LP.	LP.	S.U.C.S	
	48.30	23.55	24.75	CL	

Número de Golpes (N)	Contenido de Agua (W%)
32	46.89
24	48.53
16	50.79
10	52.31

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	TEQUISQUIAC				
SONDEO N°:	SPT-1	MUESTRA:	8	PROF.:	4.20-4.60 m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO				
LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	88	17.20	13.20	2.20	36.36
24	139	17.00	13.00	2.10	36.70
17	43	16.50	12.63	2.20	37.10
8	118	17.60	13.40	2.20	37.50
LIMITE PLASTICO					
	133	6.40	5.70	2.10	19.44
	111	6.60	5.90	2.20	18.92
CONTRACCION LINEAL					
	barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)	
	8	9.95	9.52	4.32	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S	
	36.65	19.18	17.47	CL	

Nº GOLPES	CONTENIDO DE AGUA (W%)
32	36.36
24	36.70
17	37.10
8	37.50

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	TEQUISQUIAC				
SONDEO N°:	SPT-1	MUESTRA:	19	PROF.:	12.21-12.81 m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO				
LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
34	74	16.20	8.19	2.30	135.99
26	19	15.70	7.90	2.30	139.29
18	131	16.10	7.90	2.20	143.86
11	22	15.50	7.50	2.10	148.15
LIMITE PLASTICO					
	47	6.40	4.90	2.20	55.56
	23	6.80	5.20	2.20	53.33
CONTRACCION LINEAL					
	barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)	
	4	10.00	9.43	5.70	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S	
	140.00	54.44	85.56	OH-MH	

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	TEQUISQUIAC				
SONDEO N°:	SPT-3	MUESTRA:	8	PROF.:	16.00-16.40 m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO				
LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
34	75	15.70	8.65	2.20	109.30
26	78	15.30	8.40	2.20	111.29
18	134	15.60	8.51	2.30	114.17
12	23	15.00	8.10	2.20	116.95
LIMITE PLASTICO					
	80	6.60	5.20	2.30	48.28
	130	6.50	5.10	2.10	46.67
CONTRACCION LINEAL					
	barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)	
	12	10.00	9.36	6.40	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S	
	111.80	47.47	64.33	OH-MH	

Nº GOLPES	CONTENIDO DE AGUA (W%)
12	116.95
18	114.17
26	111.29
34	109.30

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	TEQUISQUIAC				
SONDEO N°:	SPT-3	MUESTRA:	11	PROF.:	18.00-18.60 m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO				
LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
36	43	16.80	8.25	2.20	141.32
28	88	16.40	8.00	2.20	144.83
20	113	17.00	8.20	2.30	149.15
14	121	16.10	7.70	2.20	152.73
LIMITE PLASTICO					
	142	6.40	4.80	2.20	61.54
	136	6.60	5.00	2.20	57.14
CONTRACCION LINEAL					
	barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)	
	15	9.95	9.28	6.73	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S	
	146.30	59.34	86.96	OH-MH	

The chart plots the Liquid Limit (W_L) on the y-axis against the Number of Blows (N) on the x-axis. The y-axis ranges from 139.00 to 153.00 W%, and the x-axis ranges from 5 to 50 blows. A best-fit line is drawn through the data points, and the Liquid Limit (L.L.) is determined at 25 blows.

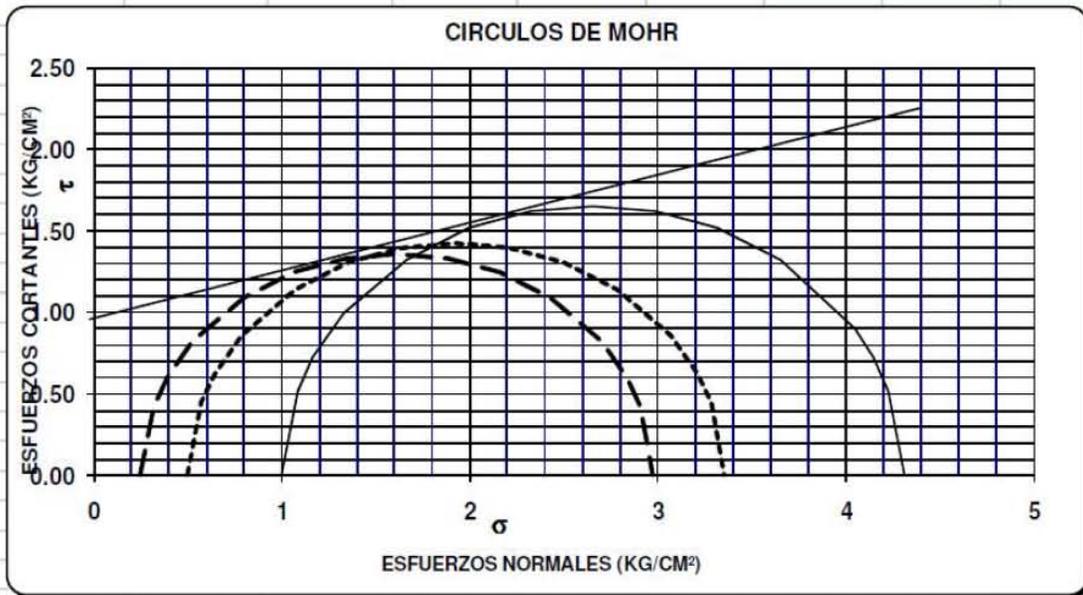
Numero de Golpes (N)	Contenido de Agua (W%)
36	141.32
28	144.83
20	149.15
14	152.73

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

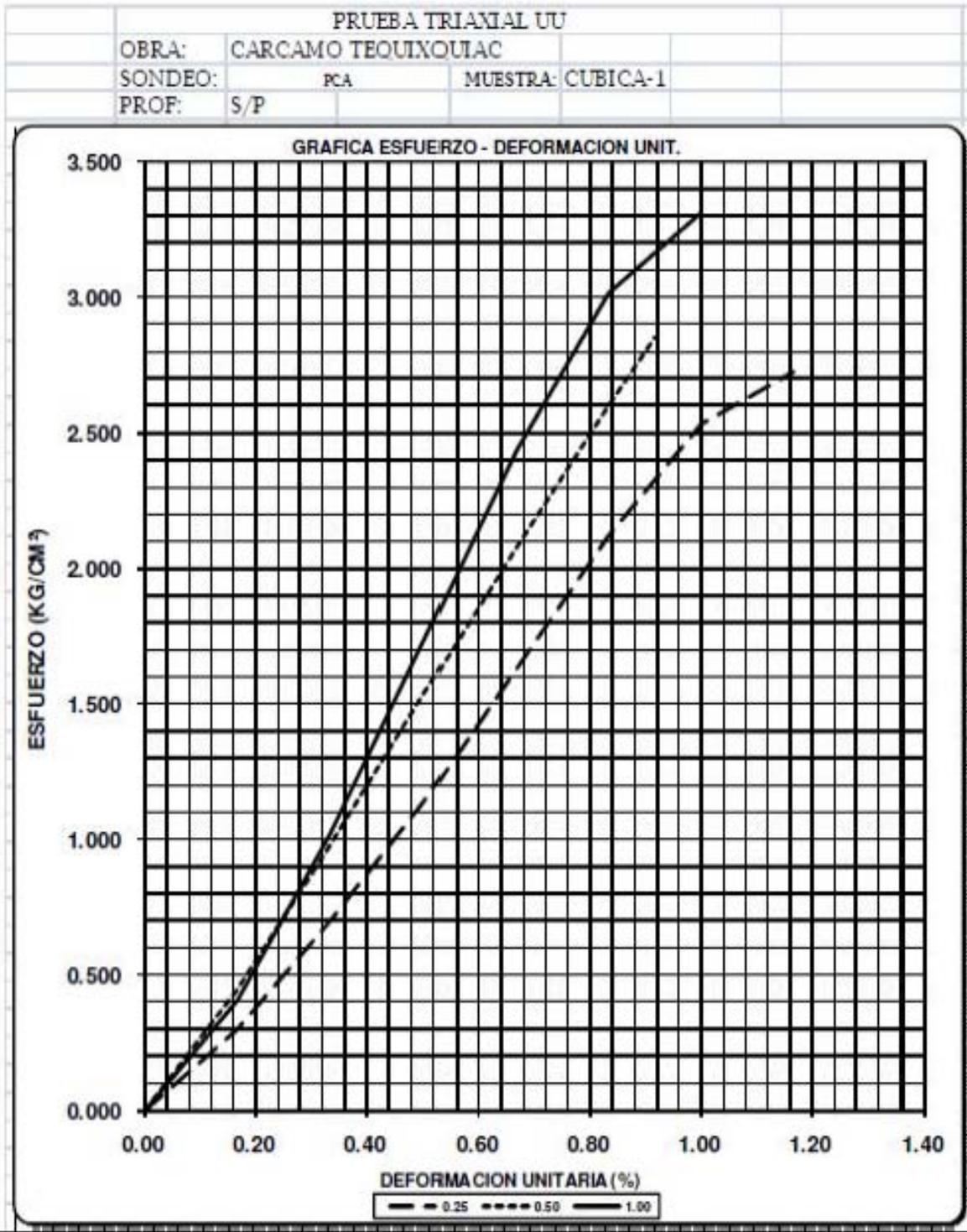
PROCEDENCIA:	TEQUISQUIAC				
SONDEO N°:	TALUD	MUESTRA:	MC	PROF.:	4.20-4.40 m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO				
LIMITE LIQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	120	15.70	11.37	2.10	46.71
23	132	15.10	10.91	2.10	47.56
16	114	15.00	10.85	2.30	48.54
8	113	15.60	11.20	2.30	49.44
LIMITE PLASTICO					
	35	6.40	5.60	2.20	23.53
	79	6.20	5.40	2.30	25.81
CONTRACCION LINEAL					
	barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)	
	16	10.00	9.75	2.50	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S	
	47.45	24.67	22.78	CL	

Nº GOLPES	CONTENIDO DE AGUA (W%)
32	46.71
23	47.56
16	48.54
8	49.44

PRUEBA TRIAXIAL UU							
OBRA:	CARCAMO TEQUIXQUIAC			DESCRIPCIÓN DEL SUELO :			
SONDEO:	PCA			ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO			
MUESTRA:	CUBICA-1	PROF.: S/P					
ENSAYO	PRESION	ESF. A LA	PESO	Gwi	ei	VALORES PROMEDIO	
	CONF. (kg/cm ²)	FALLA (kg/cm ²)	VOLUM. NATURAL (ton/m ³)			Ss=	2.57
Num.				(%)		wi=	17.05 %
1	0.25	2.72	1.260	28.8	1.348	wf=	17.05 %
2	0.50	2.85	1.132	26.7	1.663	Gw=	29.62 %
3	1.00	3.31	1.247	33.3	1.447	Gwf=	29.62 %
DATOS FINALES							
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVN=	1.213 ton/m ³
1	0.25	1.348	28.841	15.13	1.260	PVF=	1.213 ton/m ³
2	0.50	1.663	26.681	17.26	1.132	ei=	1.49
3	1.00	1.447	33.329	18.76	1.247	ef=	1.49



C=	0.95	kg/cm ²
Ø=	15°	grados
E=		kg/cm ²
μ=	0.45	



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO

PROYECTO: **TEQUISQUIAC**

SONDEO: **TALUD**

FECHA:

MUESTRA: **MC**

CONSTANTE: **0.175**

PROFUND.: **4,20-4,40**

PRESION: **0.25 kg/cm²**

OPERADOR: **JE**

VELOCIDAD: **0.01667**

ds=	3.72	cm	Wo=	162.00	gr
dm=	3.72	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.72	cm	Wt+sh=	164.40	gr
d prom.=	3.72	cm	Wt+ss=	125.90	gr
h1=	8.91	cm	Ss=	2.51	
h2=	8.91	cm	W(%)=	31.20	
h prom.=	8.91	cm	pvhi=	1.673	ton/m3
Ao=	10.869	cm ²	pvhf=	1.672	ton/m3
Vo=	96.840	cm ³	pvs=	1.275	ton/m3
ei=	0.969		Gi=	80.85	(%)
ef=	0.970		Wi=	31.28	(%)
si=	80.96	(%)	Wf=	31.20	(%)
sf=	80.75	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.8687	0.0000
10	1.00	0.1750	0.1667	10.8868	0.0161
20	2.00	0.3500	0.3334	10.9050	0.0321
30	3.00	0.5250	0.5001	10.9233	0.0481
40	4.00	0.7000	0.6668	10.9416	0.0640
50	6.00	1.0500	0.8335	10.9600	0.0958
60	8.00	1.4000	1.0002	10.9785	0.1275
80	12.00	2.1000	1.3336	11.0156	0.1906
100	18.00	3.1500	1.6670	11.0529	0.2850
120	26.00	4.5500	2.0004	11.0905	0.4103
150	46.00	8.0500	2.5005	11.1474	0.7221
180	66.00	11.5500	3.0006	11.2049	1.0308
240	102.00	17.8500	4.0008	11.3216	1.5766
300	151.00	26.4250	5.0010	11.4408	2.3097
360	202.00	35.3500	6.0012	11.5625	3.0573
365	201.00	35.1750	6.0846	11.5728	3.0395
370	197.00	34.4750	6.1679	11.5831	2.9763
					3.0573

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: TEQUIXQUIAC

SONDEO: TALUD

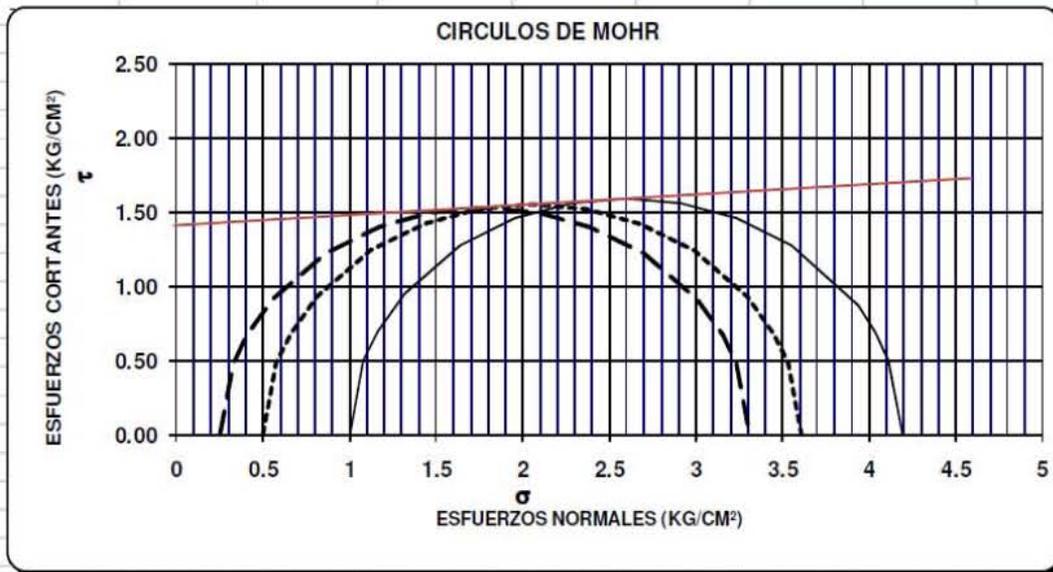
MUESTRA: MC

PROFUND.: 4,20-4,40

PRESION: 1.00 kg/cm²			
ds=	3.80 cm	Wo=	164.80 gr
dm=	3.80 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.80 cm	Wt+sh=	167.20 gr
d prom.=	3.80 cm	Wt+ss=	128.10 gr
h1=	8.98 cm	Ss=	2.51
h2=	8.98 cm	W(%)=	31.13
h prom.=	8.98 cm	pvhi=	1.618 ton/m ³
Ao=	11.341 cm ²	pvhf=	1.617 ton/m ³
Vo=	101.844 cm ³	pvs=	1.234 ton/m ³
ei=	1.034	Gi=	75.57 (%)
ef=	1.035	Wi=	31.21 (%)
si=	75.670 (%)	Wf=	31.13 (%)
sf=	75.477 (%)		

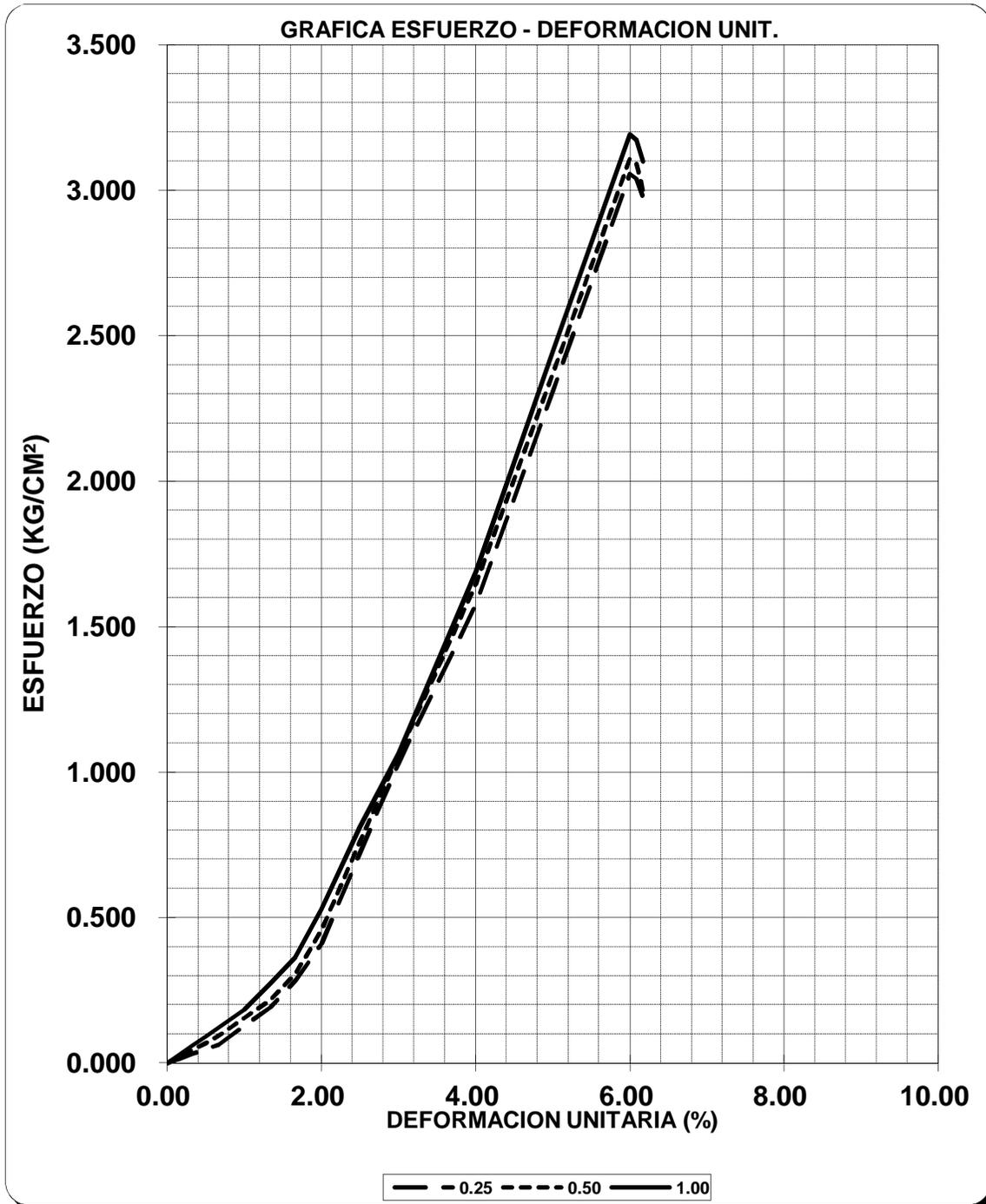
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.3411	0.0000
10	2.00	0.3500	0.1667	11.3601	0.0308
20	4.00	0.7000	0.3334	11.3791	0.0615
30	6.00	1.0500	0.5001	11.3982	0.0921
40	8.00	1.4000	0.6668	11.4173	0.1226
50	10.00	1.7500	0.8335	11.4365	0.1530
60	12.00	2.1000	1.0002	11.4557	0.1833
80	18.00	3.1500	1.3336	11.4944	0.2740
100	24.00	4.2000	1.6670	11.5334	0.3642
120	35.00	6.1250	2.0004	11.5726	0.5293
150	54.00	9.4500	2.5005	11.6320	0.8124
180	71.00	12.4250	3.0006	11.6920	1.0627
240	114.00	19.9500	4.0008	11.8138	1.6887
300	167.00	29.2250	5.0010	11.9382	2.4480
360	220.00	38.5000	6.0012	12.0652	3.1910
365	219.00	38.3250	6.0846	12.0759	3.1737
370	214.00	37.4500	6.1679	12.0866	3.0985
					3.1910

PRUEBA TRIAXIAL UU						DESCRIPCIÓN DEL SUELO :	
OBRA:	TEQUISQUIAC				ARCILLA POCO LIMOSA CAFÈ GRISACEO CLARO		
SONDEO:	TALUD						
MUESTRA:	MC	PROF.:		4,20-4,40			
ENSAYO	PRESION	ESF. A LA	PESO	Gwi	ei	VALORES PROMEDIO	
	CONF. (kg/cm ²)	FALLA (kg/cm ²)	VOLUM. NATURAL (ton/m ³)			Ss=	2.51
Num.				(%)		wi=	31.24 %
1	0.25	3.06	1.673	80.9	0.969	wf=	31.16 %
2	0.50	3.11	1.675	81.0	0.965	Gw=	79.14 %
3	1.00	3.19	1.618	75.6	1.034	Gwf=	79.04 %
DATOS FINALES						PVN=	1.655 ton/m ³
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.654 ton/m ³
1	0.25	0.970	80.753	31.20	1.672	ei=	0.99
2	0.50	0.966	80.889	31.14	1.674	ef=	0.99
3	1.00	1.035	75.477	31.13	1.617		



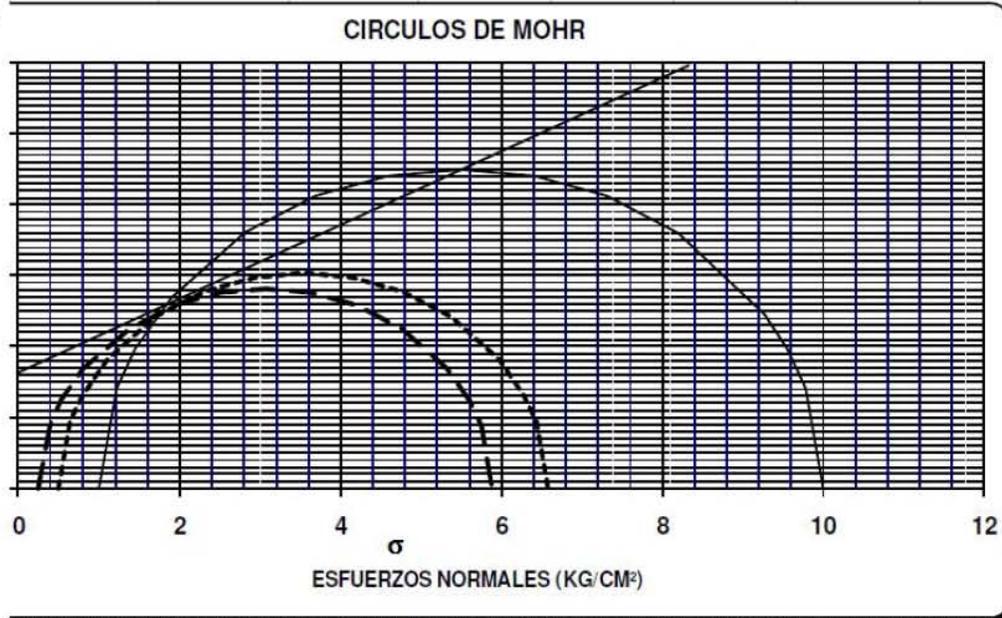
C=	1.4	kg/cm ²
Ø=		grados
E=		kg/cm ²
μ=	0.45	

PRUEBA TRIAXIAL UU
OBRA: TEQUIXQUIAC
SONDEO: TALUD
PROF: 4,20-4,40
MUESTRA: MC



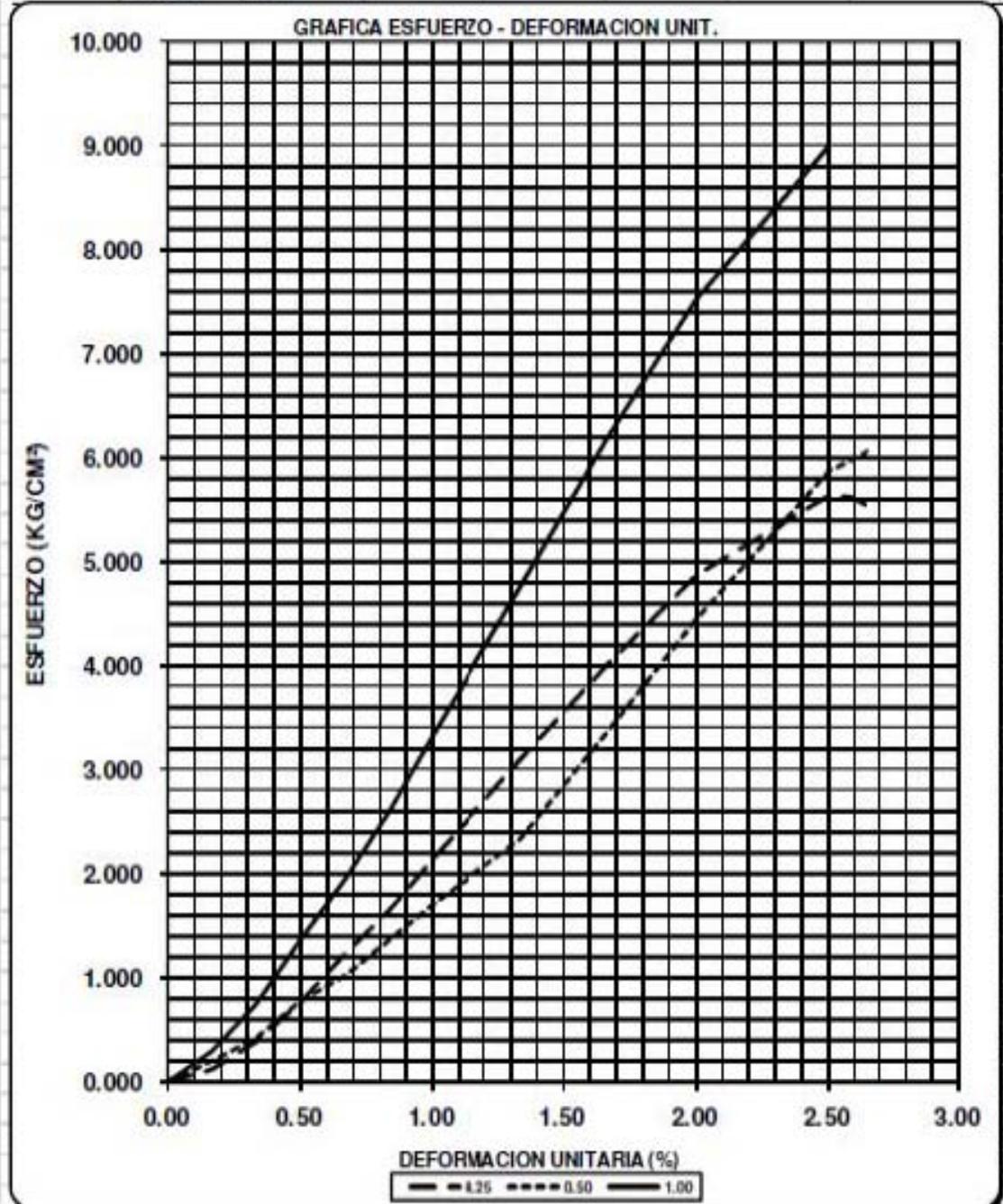
PRUEBA TRIAXIAL UU					
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA CAFÉ					
PROYECTO: CARCAMO TEQUIXQUIAC					
SONDEO: TALUD FRONTAL		FECHA: 23/10/2010			
MUESTRA: CUBICA 2		CONSTANTE: 0.192			
PROFUND.: S/P		PRESION: 0.25 kg/cm ²			
OPERADOR:		VELOCIDAD: 0.01667			
ds=	4.21	cm	Wo=	126.10	gr
dm=	4.30	cm	Wt=	143.00	gr
di=	4.32	cm	Wt+sh=	269.10	gr
d prom.=	4.29	cm	Wt+ss=	249.50	gr
h1=	8.82	cm	Ss=	2.57	
h2=	8.82	cm	W(%)=	18.40	
h prom.=	8.82	cm	pvhi=	0.990	ton/m ³
Ao=	14.443	cm ²	pvhf=	0.990	ton/m ³
Vo=	127.390	cm ³	pvs=	0.836	ton/m ³
ei=	2.074		Gi=	22.80	(%)
ef=	2.074		Wi=	18.40	(%)
si=	22.80	(%)	Wf=	18.40	(%)
sf=	22.80	(%)			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	14.4433	0.0000
10	9.00	1.7280	0.1667	14.4674	0.1194
20	29.00	5.5680	0.3334	14.4916	0.3842
30	58.00	11.1360	0.5001	14.5159	0.7672
40	93.00	17.8560	0.6668	14.5403	1.2280
50	125.00	24.0000	0.8335	14.5647	1.6478
60	162.00	31.1040	1.0002	14.5892	2.1320
80	235.00	45.1200	1.3336	14.6385	3.0823
100	307.00	58.9440	1.6670	14.6882	4.0130
120	374.00	71.8080	2.0004	14.7381	4.8723
150	435.00	83.5200	2.5005	14.8137	5.6380
155	434.00	83.3280	2.5839	14.8264	5.6202
160	426.00	81.7920	2.6672	14.8391	5.5119
					5.6380

PRUEBA TRIAXIAL UU					
CARCAMO TEQUIXQUIAC TALUD FRONTAL CUBICA 2 PROF.: S/P			DESCRIPCIÓN DEL SUELO : ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA CAÑE		
PRESION (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO
0.25	5.64	0.990	22.8	2.074	Ss= 2.57
0.50	6.08	1.047	24.6	1.903	wi= 18.27 %
1.00	9.00	1.015	23.4	1.992	wf= 18.27 %
DATOS FINALES					Gw= 23.62 %
	ef	Gwf	wf	pvhf	Gwf= 23.62 %
0.25	2.074	22.804	18.40	0.990	PVN= 1.017 ton/m ³
0.50	1.903	24.635	18.24	1.047	PVF= 1.017 ton/m ³
1.00	1.992	23.426	18.16	1.015	ei= 1.99
					ef= 1.99



C=	1.58	kg/cm ²
Ø=	26°	grados
E=		kg/cm ²
μ=	0.45	

PRUEBA TRIAXIAL UU		
OBRA:	CÁRCAMO TEQUIXQUIAC	
SONDEO:	TALUD FRONTAL	MUESTRA: CUBICA 2
PROF:	S/P	



BIBLIOGRAFÍA.

MECÁNICA DE SUELOS TOMO I. Fundamentos de la mecánica de suelos.

Eulalio Juárez Badillo. (Doctor en Ingeniería y profesor de la división de estudios de posgrado de la Facultad de Ingeniería).

Alfonso Rico Rodríguez. (Maestro en ingeniería).

3ª edición 1977.

Editorial Limusa.

MECÁNICA DE SUELOS TOMO II. Teoría y aplicación de la mecánica de suelos.

Eulalio Juárez Badillo. (Doctor en Ingeniería y profesor de la división de estudios de posgrado de la Facultad de Ingeniería).

Alfonso Rico Rodríguez. (Maestro en ingeniería).

2ª edición México 2007.

Editorial Limusa.

Manual de diseño de obras civiles de la CFE.

SECCION GEOTECNIA.

Normas Técnicas Complementarias.

PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

29 DE ENERO DEL 2004.

Apuntes de la clase de: cimentaciones. (ciclo 2011-2)

Del Ingeniero. Gabriel Ruíz González.

2011.

Apuntes de la clase de: MECÁNICA DE SUELOS. (Ciclo 2011-1)

Del Ingeniero Gabriel Ruíz González.

2010.

MECANICA DE SUELOS, instructivo para ensaye de suelos.

Secretaria de recursos hidráulicos.

Dirección de estudios y proyectos, departamento de ingeniería experimental.

México 1961.

Simposio. El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México.

R. del castillo.

Sociedad mexicana de mecánica de suelos.

10 de marzo de 1978.

Mecánica de suelos en ingeniería practica.

Karl Terzagui – Ralph B Peck 1955

El ateneo.

Bibliografía.

Introducción a la mecánica de suelos.

George P. Sowers. – George F. Sowers.

1975.

Editorial Limusa.