



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIÓN PROFUNDA EN EL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA (TIMT)

TESIS

Que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

EN GEOTECNIA

Presenta:

CARLOS ALFREDO TENORIO JARAMILLO

Asesor de tesis:

Dr. GABRIEL JIMÉNEZ SUAREZ

Coasesor de tesis:

Dr. Benito Zenteno Mateo

Puebla, Pue.

Junio 2017





BUAP

OFICIO SIEP No. 3393/ 2016

ING. CARLOS ALFREDO TENORIO JARAMILLO
Maestría en Ingeniería, Opción terminal Geotecnia
Presente.

El suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIÓN PROFUNDA EN EL TREN INTERURBANO MEXICO TOLUCA (TIMT)”**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Asignándose como Asesor de Tesis al Dr. Gabriel Jiménez Suárez y Co-Asesor al Dr. Benito Zenteno Mateo.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“Pensar bien, para vivir mejor”

Puebla, Puebla a 14 de diciembre de 2016

M.I. FERNANDO DANIEL LAZCANO HERNÁNDEZ
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

C.c.p. Dr. Gabriel Jiménez Suárez. Asesor tema tesis.
C.c.p. Dr. Benito Zenteno Mateo. Co-Asesor tema de tesis.
C.c.p. Archivo

ABH/AAM/dsm.

ABH

60
AÑOS DE
AUTONOMÍA
UNIVERSITARIA

Facultad
de Ingeniería

Blvd. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

Acta resolutive de impresión de tesis

ASUNTO: AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN DE TESIS

M.I. FERNANDO D. LAZCANO HERNANDEZ

Director de la Facultad de Ingeniería-BUAP

Presente.

El suscrito Dr. Gabriel Jiménez Suárez, Asesor y el Dr. Benito Zenteno Mateo Coasesor de la de tesis realizada por el Ing. Carlos Alfredo Tenorio Jaramillo alumno de la Maestría en Ingeniería, opción terminal Geotecnia de ésta Facultad de Ingeniería, le informo a usted que habiendo revisado y corregido el contenido temático de la tesis **“Metodologías de cálculo de capacidad de carga para cimentación profunda en el tren interurbano México Toluca”**, cumple con las disposiciones reglamentarias, no teniendo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Lo que hago de su conocimiento para los efectos legales a que haya lugar.

ATENTAMENTE

Puebla, Pue., a 31 de mayo de 2017



DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUÁREZ

Asesor de tesis

C.c.p. El interesado.

C.c.p. Archivo.

Dedicatorias y Agradecimientos

A mi señor, Jesús, quien me dio la fe, la fortaleza, la esperanza y los conocimientos necesarios para concluir este trabajo.

Mi sincero agradecimiento va dirigido al Dr. Gabriel Jiménez Suarez, Secretario de Maestrías de la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla por su apoyo, estímulo y revisión crítica de este trabajo de investigación, así como su consejo de los métodos y procesos aplicados para el análisis de capacidad de carga para cimentación profunda.

A mis padres, Alfredo y Estela, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo.

A mis hermanos Kristian y Yessica por su incondicional apoyo y por la confianza que me tuvieron desde el inicio de este proyecto.

Finalmente, quiero expresar mi agradecimiento a mi hijo Carlos, porque gracias al ejemplo que le quiero dejar a mi hijo, me dio la fuerza para poder concluir este proyecto.

Índice

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Presentación.....	10
1.2 Antecedentes.....	11
1.3 Localización del Proyecto.....	14
1.4 Objetivo.....	17
1.5 Organización de la tesis.....	18

CAPÍTULO 2 INFORMACIÓN GEOLÓGICA – GEOTÉCNICA

2.1 Información geotécnica previa.....	19
2.2 Campaña Geotécnica del Anteproyecto.....	20
2.3 Campaña Geotécnica del Proyecto Ejecutivo.....	38
2.4 Estratigrafía.....	50
2.5 Parámetros mecánicos.....	53
2.6 Descripción geológica – geotécnica.....	58

CAPÍTULO 3 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DECARGA DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA POR EL MÉTODO AASHTO Vs ROWE AND ARMITAGE

3.1 Descripción de la cimentación de las columnas tipo DELTA	65
3.2 Solicitaciones del proyecto para las columnas tipo DELTA	68
3.3 Metodología para cálculo de capacidad de carga (AASHTO LRFD 2012).....	69
3.3.1 Capacidad de carga unitaria por fuste	
3.3.1.1 Suelos cohesivos.....	69
3.3.1.2 Suelos friccionantes.....	69
3.3.1.3 Roca.....	71
3.3.2 Capacidad de carga unitaria por punta	
3.3.2.1 Suelos cohesivos.....	75
3.3.2.2 Suelos friccionantes.....	76

3.3.2.3 Roca.....	77
3.3.3 Capacidad nominal por fuste.....	78
3.3.4 Capacidad nominal por punta.....	79
3.3.5 Capacidad factorizada.....	79
3.3.6 Metodología de Rowe & Armitage.....	80
3.3.7 Capacidad de carga contra arrancamiento.....	88
3.3.8 Factores de resistencia.....	88
3.3.9 Metodología para el cálculo de coeficiente de balasto.....	90
3.3.9.1 Metodología para el cálculo de asentamiento.....	92

CAPÍTULO 4 RESULTADOS OBTENIDOS

4.1 Capacidad de carga obtenida.....	97
4.2 Coeficiente de balasto.....	98
4.3 Asentamientos.....	98

CONCLUSIONES

NOTACIÓN

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO A MEMORIA DE CÁLCULO

ANEXO B PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SMC-277

ANEXO C LABORATORIOS DE PROBETAS DE ROCA DEL SAC-33-V2

Lista de Figuras

- Figura 1.1 Esquema de la línea México – Toluca (SCT)
- Figura 1.2 Área de trabajo correspondiente al Tramo 1 de la línea México – Toluca (Google Earth).
- Figura 1.3 Trazo general del proyecto para el TITM (SCT)
- Figura 2.1 Clasificación de suelos de Robertson (1986)
- Figura 2.2 Clasificación de suelos de Robertson (1990)
- Figura 2.3 Esquema del Ensayo Presiométrico
-
- Figura 2.1 Sección esquemática TIMT (Ing. Ángel Ramón Zúñiga Arista)
- Figura 2.2 Mapa geológico del trazo del TIMT (Ing. Ángel Ramón Zúñiga Arista)
- Figura 2.3 Interpretación estratigráfica del sitio donde se desplantará el apoyo P-33
- Figura 2.4 Estratigrafía obtenida del sondeo de avance SAC-33-V2-APOYO 33
- Figura 3.1 Alzado longitudinal de la columna tipo DELTA del apoyo P-33
- Figura 3.2 Alzado transversal de la columna tipo DELTA del apoyo P-33
- Figura 3.3 Planta de encepado de columna tipo DELTA, P-33
- Figura 3.4 Esquema de hipótesis para pilas en roca de Rowe and Armitage
- Figura 3.5 Gráficas de Rowe and Armitage para $E_b/E_r=1$, para valores de $E_p/E_r=10, 25, 50, 100$ y 250 , incisos a, b, c, d y e
- Figura 3.6 Gráficas de Rowe and Armitage para determinar $(Q_b/Q_t)_{fullslip}$
- Figura 3.7 Asentamiento de pilas perforadas en roca (información obtenida del informe TITM-T3-IN-SRGeo-000-0360-003)
- Figura 3.8 Definición de la zona de interés

Lista de Tablas

Tabla 1.1	Resumen de las obras en el Tramo 1 del TIMT
Tabla 1.2	Tramificación de las obras previstas en el Tramo 1 del TIMT
Tabla 1.3	Relación de estudios y proyectos recopilados en el Anteproyecto
Tabla 2.1	Relación de estudios y proyectos previos recopilados en el Anteproyecto
Tabla 2.2	Compacidad de las arenas (Terzaghi y Peck, 1948)
Tabla 2.3	Correlación NSPT y NDPSH
Tabla 2.2	Relación de sondeo llevados a cabo en el Anteproyecto
Tabla 2.3	Profundidad del nivel de agua, medida en sondeos de Anteproyecto
Tabla 2.4	Relación de pozos a cielo abierto llevados a cabo en el Anteproyecto
Tabla 2.5	Relación de pruebas de penetración dinámica realizadas en el Anteproyecto
Tabla 2.6	Tipos de suelos según Robertson (1990)
Tabla 2.1	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT
Tabla 2.2	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT
Tabla 2.3	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT
Tabla 2.4	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT
Tabla 2.5	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT
Tabla 2.6	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT

Tabla 2.7	Sondeos de la Campaña Geotécnica Complementaria para el TIMT
Tabla 2.8	Propiedades mecánicas del apoyo P-33
Tabla 2.9	Tabla para la clasificación RMR (AASHTO, Bieniawski 1973)
Tabla 3.1	Solicitaciones para las columnas tipo DELTA, que corresponden al apoyo 33
Tabla 3.2	Valores típicos de MR para las clases de roca
Tabla 3.3	Estimación de α_E (O'Neill and Reese)
Tabla 3.4	Determinación de m y s
Tabla 3.5	Factores de resistencia utilizados en los análisis
Tabla 3.6	Factores de resistencia recomendados por la AASHTO
Tabla 3.7	Factores de resistencia recomendados por la AASHTO
Tabla 4.1	Capacidades de carga requeridas y calculadas de las pilas de cimentación para el apoyo P-33
Tabla 4.2	Coeficientes de balasto a lo largo de las pilas de cimentación del apoyo P-33
Tabla 4.3	Asentamientos calculados para pila individual y para el grupo de pilas
Tabla 4.5	Datos de desplante de pila, longitud de pila y empotre en roca
Tabla 4.6	Asentamientos obtenidos

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El proyecto “Construcción y Operación del Tren Interurbano Toluca – Valle de México” tendrá una longitud total de 57.7 Km, estaciones, talleres y depósitos (SCT, 2015).

De las 6 estaciones: 2 son estaciones terminales, como son la estación de Zinacantepec y Observatorio, las otras 4 estaciones son intermedias, estas serán identificadas como: Estación Terminal de Autobuses, Metepec, Lerma y Santa Fe, la longitud de cada una de las estaciones será de 200 m, figura 1.1.

El Tramo 1 del Tren Inter Urbano México – Toluca mide 36.15 Km de longitud, este tramo en su mayor parte consta de una estructura elevada cuya cimentación está resuelta a base de pilas coladas in situ, la mayoría con dimensiones de 1.5 m de diámetro, longitud variable y desplantada en estratos competentes, todo esto de acuerdo con el informe de proyecto “TIMT-T1-IN-SRGeo-00-0320-00-TRAMO 1-DISEÑO DE CIMENTACIONES”, elaborado para la Dirección General de Transporte Ferroviario y Multimodal (DGTFM) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) por la empresa proyectista SENER.

Debido a las condiciones geológicas-geotécnicas determinadas con sondeos rotatorios pertenecientes a la campaña geotécnica complementaria y a la campaña de sondeos de avance ejecutados en cada uno de los apoyos, en algunos casos se realizará la revisión de la capacidad de carga para cimentación superficial (zapatas aisladas), esto como una alternativa a la utilización de pilas coladas in situ, las

revisiones de capacidad de carga se deberán apegar a lo especificado en la norma AASHTO LRFD (2012).

1.1 Presentación

En los últimos años, en la ciudad de Mexico y municipios conurbados se ha tenido un gran auge en la utilización de las cimentaciones profundas con pilas coladas *in situ*, tanto en la construcción de viaductos elevados como para otro tipo de edificaciones, esto se debe al desarrollo de estructuras más altas y robustas, hacia la zona de la ciudad de México, así como en sus alrededores, en donde predominan depósitos aluviales y formaciones volcánicas de rocas blandas, que requieren cimentaciones de secciones cada vez mayores y profundas. Esta situación no es única en nuestro país, ya que en otras ciudades de diferentes partes del mundo, las cuales tienen depósitos aluviales, suelos granulares, rocas blandas, etc, utilizan las cimentaciones profundas por medio de pilas coladas in situ para puentes carreteros con la finalidad de cruzar cañadas y ríos, desplantar edificios de grandes alturas, viaductos, etc..

Con el creciente desarrollo de obras de infraestructura y edificaciones, se ha puesto en evidencia la carencia de métodos de diseño adecuados para el cálculo de capacidad de carga de pilas coladas in situ en roca blanda. Es importante mencionar que el desarrollo tecnológico que ha hecho más eficiente los procedimientos constructivos, no ha tenido un avance semejante en la comprensión de los mecanismos de transferencia de carga de las pilas al subsuelo circundante y a la punta y por ende en métodos sustentados, probados y prácticos de diseño, todo lo anteriormente se traduce en un incremento importante en el costo de las obras.

De la instrumentación y ejecución de pruebas a compresión y tensión en pilas, se ha determinado que los diseños que comúnmente se emplean para determinar la capacidad de carga en pilas coladas in situ, subestiman de manera importante el aporte del fuste y la punta en el socket o empotre en roca. Debido a

esto, en este documento se presenta una comparativa de la metodología establecida por la AASHTO Vs la metodología establecida por Rowe & Armitage

1.2 Antecedentes

El proyecto “Construcción y operación del Tren Interurbano Toluca – Valle de México” consiste en su conjunto, en la implementación y construcción de la infraestructura necesaria para el funcionamiento de un corredor regional entre la ZMVT y el Distrito Federal.

El proyecto contará con una longitud total de 57.70 Km, 6 estaciones y de talleres y depósito.

De las 6 estaciones, 2 son terminales (Zinacantepec y Observatorio) y 4 intermedias (Terminal de Autobuses, Metepec, Lerma y Santa Fe).

La longitud de las estaciones será de 200 m y se ubicaran en los siguientes cadenamientos:

- Estación Terminal – Zinacantepec (Km 0+100)
- Estación Intermedia – Terminal de Autobuses (Km 6+100)
- Estación Intermedia – Metepec (Km 13+085)
- Estación Intermedia – Lerma (Km 21+300)
- Estación Intermedia – Santa Fe (Km 49+872)
- Estación Terminal – Observatorio (Km 57+588)

La ruta del Tren de Toluca – Valle de México, se puede resumir en las obras civiles de infraestructura siguientes:

- Línea ferroviaria de doble vía de 57.7 Km de longitud

- Construcción de viaducto de aprox. 45 Km de longitud.
- Construcción de túnel ferroviario de aproximadamente 5 Km de longitud.
- Construcción de tramo en terracería de aproximadamente 8 Km de longitud.
- Obras de soluciones viales
- Obras civiles de 4 estaciones y 2 terminales
- Obras civiles de talleres y centro de control de trenes.
- Obras civiles de subestaciones y edificaciones varias

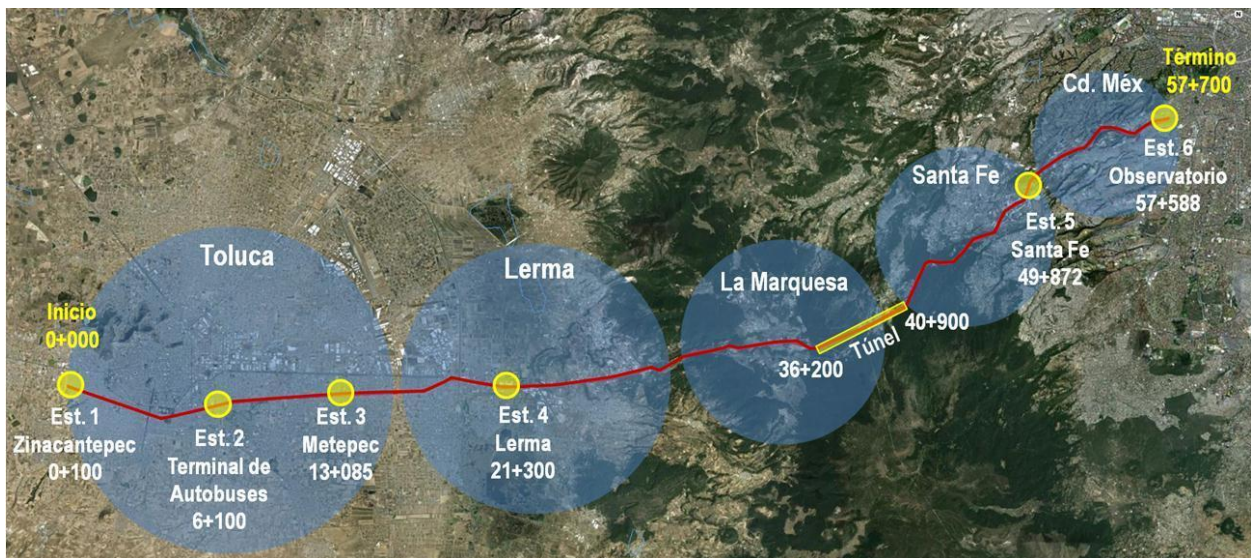


Figura 1.1. Esquema de la línea México – Toluca (SCT).

El trazado de la línea del Tren Toluca - México, tiene una longitud total de 36,150 m, y consta de los siguientes elementos:

Obra	longitud (m)	Observaciones
Cortes	2,615	7 cortes. Alturas máximas: 2 cortes < 5.0 m, 2 cortes entre 5-10 m, 2 cortes entre 10.0- 20.0 m y 1 corte > 20m
Terracerías	1,340	10 terracerías. Alturas máximas: entre 2.9 a 5.3 metros
Viaductos	31,195	8 tramos de viaducto, en 3 de ellos se incluyen estaciones (la medición de viaductos no incluye estaciones)
Estaciones	800	4 estaciones (de 200 m de longitud): Zinacantepec, Terminal de Autobuses, Metepec y Lerma
Total	36,150	

Tabla 1.1 Resumen de las obras en el Tramo 1 del TIMT (SENER, 2014)

Las unidades de obra previstas a lo largo del Tramo 1, se resumen en la siguiente tabla:

TRAMO 1		Km inicial	Km final	Longitud (m)	Desnivel máximo hasta la rasante (m)	km Dmax
Viaducto		0,000	23,040	23.040		
Corte	C1	23,040	23,070	30	1,32	23+060
Viaducto		23,070	25,320	2.250		
Terraplén	T1	25,320	26,010	690	4,50	25+560
Corte	C2	26,010	26,480	470	4,93	26+300
Terraplén	T2	26,480	26,490	10	4,40	26+720
Viaducto Monumento Caminero		26,490	31,253	4.763		
Terraplén	T3	31,253	31,400	147	5,13	31+240
Corte	C3	31,400	31,840	440	15,72	31+760
Terraplén	T4	31,840	31,920	80	4,83	31+917
Viaducto Inin		31,920	32,528	608		
Terraplén	T5	32,528	32,560	32	5,31	32+520
Corte	C4	32,560	33,740	1.180	13,78 20,12 13,21 14,11	32+740 32+800 33+060 33+460
Terraplén	T6	33,740	33,835	95	5,10	33+800
Corte	C5	33,835	34,070	235	10,39	33+880
Terraplén	T7	34,070	34,213	143	9,50	34+213
Viaducto La Marquesa		34,213	35,661	1448		
Terraplén	T8	35,661	35,780	119	11,88	35+661
Corte	C6	35,780	36,010	230	7,88	35+960
Viaducto Conalep		36,010	36,103	93		
Corte/Emboquille	C7	36,103	36,150	47	6,30	36+150

Tabla 1.2 Tramificación de las obras previstas en el Tramo 1 del TIMT (SENER, 2014)

1.3 Localización del Proyecto

El tramo en construcción por el consorcio CPMV - LP, denominado Tramo 1, tiene una longitud de 36, 150 m, y esta se desarrolla entre la población de Toluca y el eje norte sur de la Sierra de las Cruces. En concreto la línea férrea proyectada discurre entre Zinacantepec (municipio perteneciente a la conurbación de Toluca) y el final de área de ocio “La Marquesa”. En la figura 1.2, se muestra el área de trabajo correspondiente al Tramo 1.

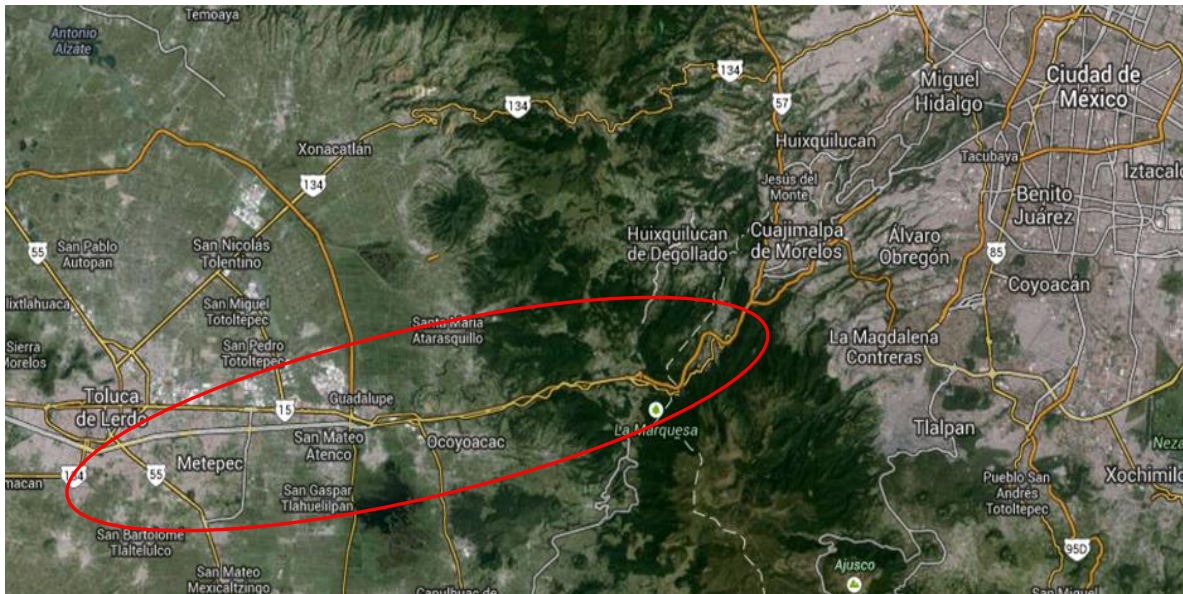


Figura 1.2. Área de trabajo correspondiente al Tramo 1 de la línea México – Toluca (Google Earth).



BUAP



“TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA”
TOLUCA DE LERDO, MÉXICO.

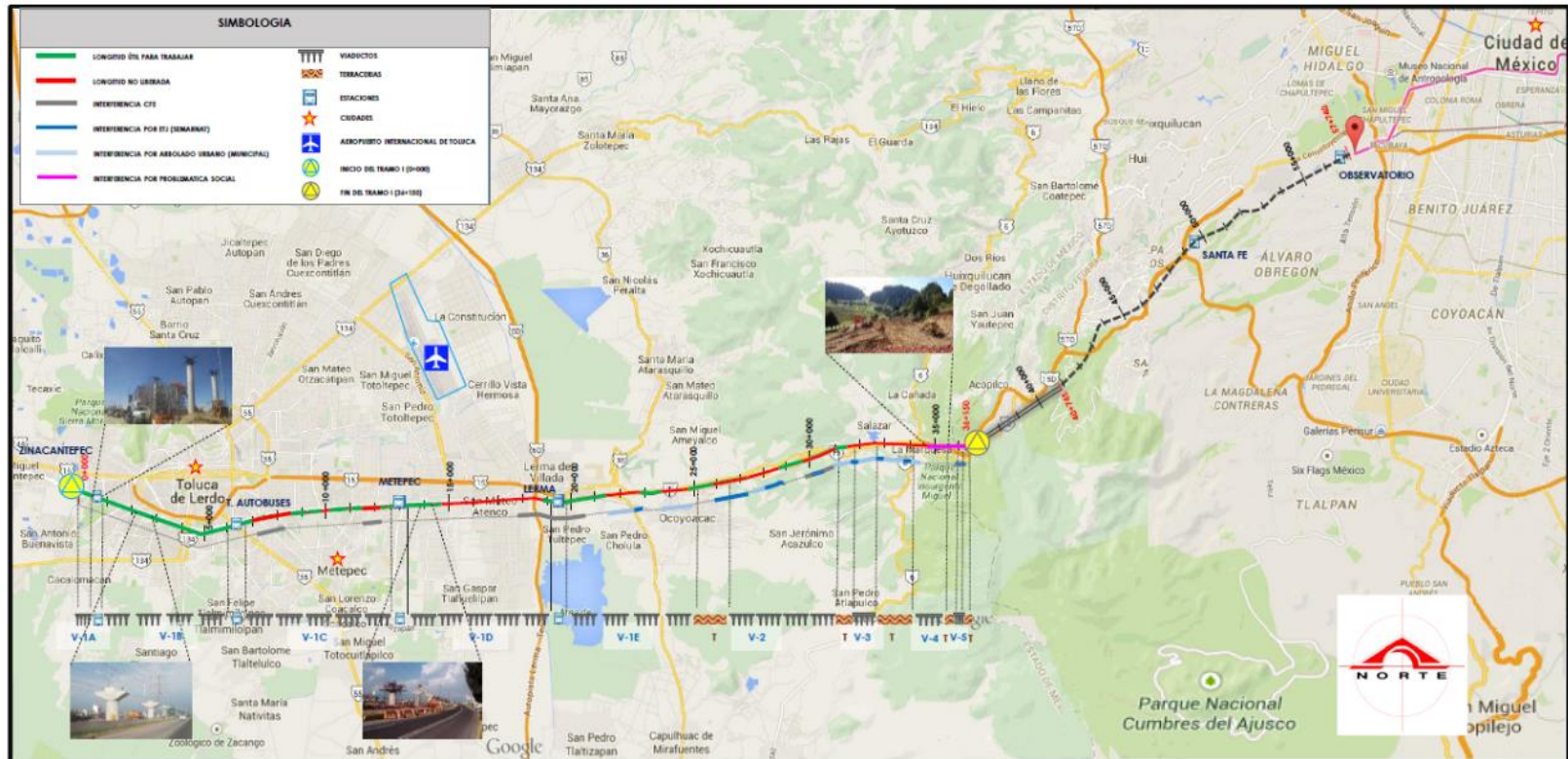


Figura 1.3. Trazo general del proyecto para el TIMT (SCT).



1.4 Objetivo

El objetivo del documento ,es mostrar la metodología de Rowe and Armitage que se utilizó para el cálculo de la capacidad de carga en las cimentaciones profundas del TIMT, este procedimiento para el diseño de pilas perforadas y empotradas en roca blanda establecido por Rowe and Armitage, está basado en dos consideraciones: la primera consideración es satisfacer un asentamiento específico de diseño, mientras que la segunda consideración, es asegurar un adecuado factor de seguridad contra colapso, este diseño permite la consideración de un posible deslizamiento en la interface pila – roca bajo condiciones de carga.

Para lograr este objetivo, se revisara la capacidad de carga de la cimentación profunda del apoyo P-33 para el Tren Interurbano México-Toluca, para esto se utilizaran dos metodologías, la recomendada por el AASHTO y la metodología establecida por los autores Rowe & Armitage, de los resultados obtenidos se identificara que metodología nos brinda una mejor optimización en los empotres en roca, se determinara el porcentaje de capacidad de carga movilizada por el fuste y el porcentaje de capacidad de carga movilizada por la punta, así mismo se calculara la capacidad de carga contra arrancamiento, los asentamientos y coeficientes de balasto para las pilas de la cimentación del apoyo P-33.

En el presente documento se describen los procedimientos de cálculo empleados y las conclusiones de los mismos, estos análisis de capacidad de carga se llevarán cabo utilizando los criterios recomendados por la AASHSTO 2012 y la metodología de Rowe and Armitage.

1.5 Organización de la tesis

Considerando el objetivo de la tesis, esta se organizó de la siguiente manera:

En el capítulo 2, se presenta una revisión de la información geológica – geotécnica disponible para el desarrollo del proyecto del TIMT, haciendo una reseña de la geología en el Valle de Toluca, así mismo se hace referencia al programa de exploración y muestreo en suelos y roca, que se llevó a cabo para poder establecer la estratigrafía y obtención de los diferentes parámetros mecánicos de los suelos y la roca que se utilizaron para los análisis de capacidad de carga por el método de AASHTO y ROWE & ARMITAGE

En el capítulo 3, se presenta una revisión de las metodologías de análisis para el cálculo de la capacidad de carga unitaria por punta y fuste, la capacidad de carga nominal por punta y fuste, la capacidad de carga factorizada, la capacidad de carga por arrancamiento, establecidas por la AASHTO Vs la metodología establecida por Rowe & Armitage, así mismo se presentan los factores de resistencia utilizados en los análisis de capacidad de carga, la metodología utilizada para el cálculo de coeficiente de balasto y el cálculo de asentamientos.

Finalmente, en el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos para la capacidad de carga, el coeficiente de balasto y asentamientos, así como también las conclusiones de este documento.

CAPÍTULO 2

INFORMACIÓN GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA

A continuación se describen los aspectos geotécnicos correspondientes, para ello se ha realizado una campaña geotécnica que ha permitido, junto con la información procedente del Anteproyecto y de los estudios previos en la zona, analizar técnicamente todos los aspectos relacionados con la Mecánica de Suelos y geotecnia a nivel de proyecto ejecutivo.

Se han definido las unidades geológicas presentes a lo largo del trazado, determinándose su estratigrafía, naturaleza y propiedades geológicas y geotécnicas. Esto se ha conseguido mediante trabajos geológicos de campo, reconocimientos geotécnicos, ensayos de laboratorio y ensayos in situ. Las unidades geológicas han sido agrupadas en unidades geotécnicas de cara de establecer los parámetros geotécnicos de cálculo necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación de las estructuras y el diseño de las obras de tierra.

2.1 Información Geotécnica Previa

En el anteproyecto se cuenta con la recopilación y análisis de la documentación geológica – geotécnica correspondiente con Estudios y Proyectos de infraestructuras próximas al trazo del TIMT. La relación de estos proyectos y su localización aproximada respecto al kilometraje del trazo, se refleja en la tabla siguiente:

DENOMINACIÓN PROYECTO PREVIO	Encadenamiento
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. CRUCE AV. SOLIDARIDAD LAS TORRES CON AV. PASEO COLON & J. CARRANZA	4+000-4+300
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. CRUCE AV. DE LAS TORRES SOLIDARIDAD CON AV. JOSE Ma. PINO SUAREZ.	6+050-6+300
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. CRUCE AV. DE LAS TORRES SOLIDARIDAD CON AV. 5 DE MAYO & DIAZ MIRON	7+150-7+350
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. AV. SOLIDARIDAD LAS TORRES Y AV. TECNOLOGICO	13+200-13+350
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. PUENTE SOBRE RIO LERMA	18+550-18+900
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR EN EL KM. 48+600 SENTIDO 2, CARRETERA MÉXICO – TOLUCA, TRAMO: LA MARQUESA – LERMA UBICADO EN EL MUNICIPIO DE LERMA DE VILLADA, ESTADO DE MÉXICO.	21+400-21+500
Informe GEOTEC (recopilación de sondeos realizados a lo largo de la línea)	A lo largo de la línea

Tabla 2.1 Relación de estudios y proyectos previos recopilados en el Anteproyecto

(SENER, 2014)

El número total de sondeos disponibles de estos estudios es de 28 (581.56 ml de perforación).

También se consultó “El Nuevo Mapa Geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla- *Estratigrafía, Tectónica Regional y Aspectos Geotérmicos*” , (Federico Mooser, 1996)

2.2 Campaña Geotécnica del Anteproyecto

A continuación se expone de manera general, cada uno de los trabajos realizados en la Campaña de reconocimiento geológico y geotécnico, los cuales fueron la base para el Proyecto Ejecutivo del Tren Interurbano México –Toluca en su Tramo 1, este se sitúa a grandes rasgos en el área de Toluca y la ladera Oeste de la Sierra de las Cruces.

La campaña geotécnica de anteproyecto se ha basado en la ejecución de sondeos o perforaciones mecánicas mixtas, los cuales se han complementado con pozos a cielo abierto y ensayos de penetración dinámica y estática, así como diferentes pruebas de geofísica. En el interior de los sondeos se han realizado los siguientes ensayos in situ: Ensayos de penetración estándar, de permeabilidad y presiométricos, finalmente con las muestras de suelo extraídas en los sondeos y

pozos a cielo abierto, se realizaron ensayos de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas correspondientes.

Para el diseño y dimensionamiento de la campaña de reconocimiento, se ha tomado en cuenta, además de los requerimientos del trazado proyectado (dimensión de las estructuras), el conocimiento geológico y geotécnico del área, para lo cual se ha partido de toda la información obtenida en los trabajos de anteproyecto y de los informes geológico-geotécnicos de proyectos previos.

A continuación se resumen los reconocimientos geotécnicos disponibles y situados en el Tramo 1

- **Sondeos de Penetración Estándar (SPT) con recuperación de muestras**

Para la perforación de los sondeos, se empleó la técnica de muestreo con tubo partido (SPT) en suelos y rocas alteradas, y la de rotación con recuperación continua de núcleos en rocas competentes.

Los sondeos mixtos se han realizado con la finalidad de reconocer el terreno en profundidad, tomando muestras representativas del mismo para proceder a caracterizarlo y ensayarlo. La metodología de trabajo ha dependido del tipo de terreno encontrado in situ, cuando se encuentra suelo, se empleó la técnica de penetración estándar (SPT) intercalada con el uso de broca tricónica (tramo sin recuperación) y de muestreador tipo Shelby (Tubo dentado) en suelos arcillosos o limosos blandos, mientras que cuando se encontraba roca, se recurrió al empleo de barril con broca y rima de diamante con diámetros HQ y NQ.

Los equipos de perforación utilizados son los siguientes: LONG YEAR 34, MOBILEDRILL F7, MOBILE DRILL B61-1, MOBILE DRILL B61-3, MOBILE DRILL B61-4, MOBILE DRILL 52, TP50D, ACKER B-34 y CSD-1300.

Una vez que se ha concluido cada uno de los sondeos, se colocó una tubería piezométrica de PVC de al menos 50 mm de diámetro interior, esto con la finalidad de obtener la lectura del nivel freático. Así mismo se tomaron muestras de agua en cada uno de los sondeos, esto con la finalidad de analizar la agresividad química de las aguas al concreto.

En los tramos de sondeos en suelos se ha efectuado el ensaye de penetración estándar (SPT) a cada metro de profundidad, esto de acuerdo a la norma ASTM 1586, preservándose el material recuperado durante el ensaye para efectuar pruebas índices en el laboratorio.

Este tipo de ensayo se emplea para obtener información sobre la compacidad o consistencia de un suelo, permitiendo correlacionar y obtener diferentes parámetros resistentes de los materiales ensayados. Además se recuperan muestras alteradas de suelo para su identificación. Este tipo de ensayo se realiza en el interior del sondeo, el cual es necesario limpiar previamente el fondo de la perforación mediante útiles específicos (por lo general broca tricónica), manteniendo la entubación (ademe) por encima del nivel de comienzo del ensayo.

El equipo necesario para su ejecución consta de un tubo partido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpeo y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63,5 kg en caída libre, desde una altura de 76 cm. Este equipo suele ir montado sobre el camión de sondeos, acoplado a la sonda y con un funcionamiento manual o automático.

En el procedimiento de ejecución del ensayo se distinguen dos fases:

1. Hincado de colocación de 15 cm, incluyendo la penetración inicial del toma muestras bajo su propio peso
2. Ensayo de hincada propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30 cm. Este número obtenido se denomina resistencia a la penetración NSPT o N30. Si los 15 cm de

penetración no pueden lograrse con 50 golpes, el ensayo de hincas se dará por terminado y se alcanza la condición de rechazo, NSPT = R.

- Una vez extraído él toma muestras se limpia el fondo de la perforación avanzando hasta la profundidad del ensayo siguiente (un metro total de perforación) mediante broca tricónica, con la que no se consigue recuperación de material.

Este ensayo tiene una mayor aplicación y representatividad en suelos granulares frente a suelos cohesivos y rocas blandas donde su interpretación es más limitada. De este modo, en la tabla adjunta se ofrece una relación entre grado de compacidad y el valor de N30 obtenido:

N (SPT)	Compacidad
0-4	Muy floja
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
Más de 50	Muy densa

Tabla **¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..**2 Compacidad de las arenas (Terzaghi y Peck, 1948)

Antes de que el ensayo de SPT fuese estandarizado, los mecanismos y procedimientos utilizados en el campo han variado sustancialmente, lo cual afectó a los valores medidos de SPT. Algunas causas que provocan las variaciones en los resultados, o errores sistemáticos, son:

- El método de perforación
- La falta de limpieza en el fondo del sondeo antes de la ejecución del ensayo.
- El diámetro de perforación.
- Tipo de martillo, especialmente entre el tipo manual o automático.
- Fricciones de la maquinaria, barras, dureza de las mismas, etc...
- Velocidad de aplicación del golpeo, etc...
-

Muchos de estos factores han sido anulados o minorados por la estandarización

Correcciones al ensayo

Se pueden modificar los valores reales de SPT mediante la aplicación de ciertos factores de corrección de campo. Las variaciones o imprecisiones ya comentadas del valor de NSPT tomado en campo (N), pueden ser parcialmente compensadas y transferidas a un N_{60} corregido, siguiendo la expresión siguiente:

$$N_{60} = \frac{E_m \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \cdot N}{0,60}$$

Donde:

N_{60} = Valor de NSPT corregido

E_m = Eficiencia del martillo

C_B = Corrección del diámetro de CS = Corrección de muestra

C_R = Corrección de la longitud del varillaje.

N = valor de NSPT tomado en campo

Los valores de NSPT también pueden ser ajustados utilizando una corrección por sobrecarga, que compensa las variaciones en la profundidad de realización del ensayo, obteniéndose el valor de NSPT corregido $(N_1)_{60}$ mediante la siguiente expresión.

$$(N_1)_{60} = N_{60} \sqrt{\frac{100kPa}{\sigma'_z}}$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = Valor de NSPT corregido por el factor de la sobrecarga

σ'_z = Esfuerzo vertical efectivo (kPa)

N_{60} = valor de NSPT corregido de los factores de campo

Muestreo mediante Tubo Shelby

Este tipo de muestreo tiene por objeto la toma de núcleos inalterados de un diámetro tal que pueda ensayarse mecánicamente en laboratorio. Se ha combinado con el anterior en los casos en los que el suelo encontrado es predominantemente arcilloso o limoso y presenta baja compacidad ($N_{30} < 30$), realizándose cada 3 m.

Consiste en la introducción, a presión, en el terreno de un tubo de acero de pared fina y 4 pulgadas de diámetro y un metro de longitud máxima, aunque en contadas ocasiones ha sido necesario emplear uno de menor diámetro (3").

Muestreo mediante Barril giratorio

Se ha empleado el barril giratorio doble y rima de diamante donde se ha encontrado roca, con el objeto de extraer núcleos de roca completos. Se ha perforado con diámetro HQ o su equivalente (mínimo 86 mm o HX), a excepción de los tramos en los que han realizado ensayos presiométricos y donde se han registrado problemas de perforación, en los que se ha recurrido a un diámetro menor: NQ. La longitud de las maniobras no ha superado 2.5 m, de manera que se obtenga la máxima recuperación y la mejor conservación del estado natural de la roca, siendo lo usual que la maniobra sea de 1.5 m como máximo.

Sondeo	PK	Situación respecto EJE		UBICACIÓN OBJETIVO	COORDENADAS UTM (14Q)		PROFUNDIDAD (m)
					X	Y	
SE-2	0+164	15	Dcha.	Estación Zinacantepec	426,891	2,132,003	21.90
SS1-17	1+870	6	Izda.	viaducto	428,504	2,131,460	25.35
SS1-1	10+100	44	Dcha.	viaducto	436487	2131437	25.20
SS1-2	12+000	11	Izda.	viaducto	438385	2130930	25.15
SS1-3	14+636	10	Dcha.	viaducto	440986	2131702	29.58
SS1-4	16+576	0	-	viaducto	442962	2131822	25.20
SE-1	19+590	46	Dcha.	Estación Lerma	445939	2131693	19.40
SS1-18	22+016	7	Izda.	viaducto	448,335	2,132,045	25.20
SS2-5	29+270	31	Izda.	viaducto	455,431	2,133,268	20.65
SS2-6	33+120	86	Dcha.	Desmonte	459,201	2,133,416	24.60

Tabla 2.2 Relación de sondeos llevados a cabo en el Anteproyecto (SENER, 2014)

Las últimas lecturas de niveles de agua freática medidas en sondeos se reflejan en la tabla siguiente

Sondeo	Fecha	Profundidad del agua freática. (m)
SE-2	03/10/13	22.00
SS1-17	03/10/13	7.00
SS1-1	03/10/13	15.50
SS1-2	03/10/13	1.00
SS1-3	03/10/13	3.00
SS1-4	03/10/13	1.50
SE-1	03/10/13	0.00
SS1-18	03/10/13	2.00
SS2-5	03/10/13	seco
SS2-6	03/10/13	seco

Tabla 2.3 Profundidad del nivel de agua, medida en sondeos de Anteproyecto (SENER, 2014)

- **Pozos a cielo abierto (PCA)**

Esta prueba tiene por objeto determinar el espesor y características de suelos hasta los 4.5 m de profundidad por debajo de la cota de comienzo del ensayo, realizando una excavación mediante el empleo de retroexcavadora, una CATERPILLAR 416B. En los mismos, se toman muestras alteradas (en saco), para su ensayo en laboratorio, de todas las capas de terreno que se han identificado visualmente (2 sacos de 25 kg), siempre y cuando el espesor de los mismos sea igual o superior a un metro. Puntualmente se ha realizado esta prueba en cortes del terreno con el objeto de tomar muestras de los mismos para su ensayo. La finalidad más usual, de esta prueba y ensayos asociados, es la de determinar el hipotético uso del terreno

en terraplenes y terracerías, y como apoyo en el estudio de cimentaciones y estabilidad de cortes y terraplenes.

Los pozos se describen por un geólogo o por un ingeniero geotecnista, levantándose un corte estratigráfico del terreno junto con reporte fotográfico, registrándose la facilidad de excavación de los diferentes niveles, la estabilidad de las paredes y la presencia de agua.

Se dispone de 5 pozos a cielo abierto realizados con retroexcavadora, con una profundidad entre 2.4 y 4.0 m.

POZO	COORDENADAS UTM (14Q)		PROFUNDIDAD (m)	PK	Situación respecto EJE
	X (E)	Y (N)			
PS1-1	448804	2132063	3.50	22+485	12 m. Dcha.
PS2-2	451695	2132341	4.00	25+400	Eje
PS2-3	452748	2132561	2.40	26+470	Eje
PS2-4	453525	2132737	4.00	27+260	10 m. Izda.
PS2-5	454263	2132876	3.70	28+030	5 m. Izda.

Tabla 2.4 Relación de pozos a cielo abierto llevados a cabo en el Anteproyecto (SENER, 2014)

- **Ensayos de penetración dinámica (DPSH)**

Estos ensayos se ejecutan en materiales tipo suelo o en rocas muy alteradas con el objeto de analizar la compacidad de los materiales ensayados a partir de la medición de la resistencia a la penetración de una punta mediante golpeo con una energía normalizada.

Se ha realizado el ensayo de Penetración Dinámica Continua DPSH-B (bajo la norma UNE-EN-ISO 22476-2:2008) utilizando Penetrómetro TECOINSA modelo TP-05.10D. Esta prueba consiste en la hincada de una punta de sección

cilíndrica de diámetro 50.5 ± 0.5 mm acoplada a un varillaje de 33 ± 2 mm de diámetro, mediante golpes propinados por una maza de $63.5 \text{ kg} \pm 0.5 \text{ Kg}$ que cae desde una altura de $76 \text{ cm} \pm 1.00 \text{ cm}$ impactando sobre una cabeza o “yunque” rígidamente unido al varillaje. La resistencia a la penetración se define como el No de golpes requerido para hacer avanzar el penetrómetro una longitud de 20 cm, designándose a este valor como NDPSH, representándose los resultados en gráficos que reflejan los diferentes golpes obtenidos en función de la profundidad. El ensayo se da por terminado cuando se alcanza la condición de rechazo, fijado en un valor de NDPSH=100 golpes. También se puede dar por finalizado el ensayo si el par al girar el tren de varillas alcanza un valor determinado de 200 N/m en DPSH.

El registro continuo del terreno tiene la ventaja de detectar con claridad capas blandas o duras y de correlacionar los diferentes niveles en base a similitudes del golpeo. La interpretación de los ensayos de penetración dinámica debe considerarse de manera cualitativa y no cuantitativa. Si bien los valores de NDPSH en los primeros 12 o 15 m son inferiores a los del NSPT, a partir de estas profundidades se puede producir una inversión por el rozamiento de las barras y su interpretación es más dificultosa, sobrevalorando los golpes registrados. En la tabla siguiente se ofrece una correlación entre los resultados obtenidos con la prueba SPT y DPSH.

CORRELACIÓN ENTRE N_{DPSH} Y N_{SPT}					
DPSH	Consistencia	SPT	DPSH	Compacidad	SPT
golpes 20 cm		golpes 30 cm	golpes 20 cm		golpes 30 cm
0-2	Muy Blanda	0-2	0-3	Muy Suelta	0-4
3-5	Blanda	3-5	4-6	Suelta	5-10
6-12	Media	6-15	7-18	Media	11-30
13-18	Firme	16-25	19-30	Densa	31-50
>18	Dura	>25	>30	Muy Densa	>50

Tabla 2.3 Correlación NSPT y NDPSH

Los resultados se adjuntan en gráficos o curvas de penetración (número de golpes obtenido para cada avance de 20 cm) suficientemente claros. En cada ensayo, se ha reflejado la localización, cota de boca, fecha de ejecución y cuantas

observaciones puedan ayudar a interpretar los resultados, sobre todo si se estima que ha podido producirse falso rechazo por golpear sobre algún boleo u otro obstáculo aislado. Se indicará la profundidad del nivel piezométrico cuando sea posible su medición, para ello se registrará la longitud de varillaje mojado como una estimación de la misma.

Se realizaron diez (10) ensayos de penetración dinámica superpesada, tipo DPSH-B. Todos ellos se ubican en la Cuenca sedimentaria de Toluca, esto debido a que en esta zona se han detectado suelos, siendo el objeto de los mismos, el estudio de la cimentación de los viaductos a proyectar en este tramo, empleándose un penetrómetro TECOINSA modelo TP-05.10D

ENSAYO	COORDENADAS UTM (14Q)		PROFUNDIDAD (m)	PK	Situación respecto EJE
	X (E)	Y (N)			
PDS1-1	433,174	2,130,988	13.20	6+760	3 m. Dcha.
PDS1-2	434,599	2,131,278	3.80	8+215	3 m. Dcha.
PDS1-3	435,684	2,131,390	11.40	9+290	Eje
PDS1-4	437,278	2,131,515	13.20	10+904	2 m. Dcha.
PDS1-5	438,928	2,131,582	7.40	12+560	Eje
PDS1-6	440,373	2,131,674	15.00	14+000	Eje
PDS1-7	442,131	2,131,757	18.00	15+750	Eje
PDS1-8	443,571	2,131,828	18.40	17+214	Eje
PDS1-9	445,066	2,131,855	18.40	18+700	Eje
PDS1-10	446,546	2,131,789	12.20	20+204	4 m. Izda.

Tabla 2.5 Relación de pruebas de penetración dinámicas realizadas en el Anteproyecto (SENER, 2014)

- **Ensayos de Penetración Estática (CPT)**

El ensayo CPT consiste fundamentalmente en la introducción a presión de una sonda (cono) en el terreno a velocidad constante (≈ 2 cm/s). Durante la penetración se registran simultáneamente, mediante un sistema de sensores, 2 parámetros del suelo:

- **Resistencia por punta (q_c):** reacción que opone el suelo a la penetración del cono. Varía en función de la consistencia o compacidad del suelo.
- **Resistencia por fuste (f_s):** medida del rozamiento de un manguito ubicado por encima de la punta del cono. Es una expresión de la presión horizontal que aumenta durante la penetración del cono y varía en función del tipo del suelo y su grado de sobreconsolidación.

Los ensayos se han realizado siguiendo la norma UNE 103-804-93 publicada en febrero de 1993. Esta Norma es la traducción del Anexo A “International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT)”, de la publicación “Report of the ISSMFE Technical Comite on Penetration Testing of Soils-TC 16 with Reference Test Procedures. CPT-SPT-DP-WST” del “Swedish Geotechnical Institute” en Linköping de Junio 1989.

En estas pruebas se ha utilizado el equipo “PENETRÓMETRO GEOTECH 220” montado sobre camión Mobile Drill. Consta de los siguientes componentes:

- **Cono o sonda.** Se trata de un cono sin cable de 10 cm² de superficie de base con adquisición de datos en tiempo real. Está dotado de 2 sensores individuales:

- Resistencia por punta.
- Resistencia por fuste (a lo largo del manguito).
-

Además de los 2 sensores indicados, este cono está provisto de otro sensor opcional para medir la desviación del cono durante la penetración. El cono se detiene automáticamente cuando se alcanzan valores máximos de desviación, registradas previamente en la tarjeta electrónica de programación automática instalada en la caja de interfase.

- **Varillaje.** Las varillas utilizadas son de acero con 1,000 mm de longitud cada una y 36 mm de diámetro exterior. Las roscas de unión son cónicas.

A partir de los resultados básicos de ensayo CPT se clasifican los materiales litológicos atravesados por el cono. Esta clasificación se realiza de acuerdo con los procedimientos dados por Roberston et al. (1986,1990). Los resultados de interpretación referente la clasificación de suelos se presentan en forma de perfil geotécnico con descripción litológica de las distintas capas.

Además, se evalúan varios parámetros geotécnicos (ID, K0, M0, M, etc.) según criterios de varios autores. Estos parámetros se representan en función de la profundidad.

Para la determinación de la columna estratigráfica del suelo investigado se utiliza el método clasificación basado en la relación entre **Rf %** (relación de fricción) y **qt** (resistencia por punta corregida) de Robertson et al (1986). Este método clasifica el suelo en 12 tipos según las zonas que se muestran en la gráfica siguiente:

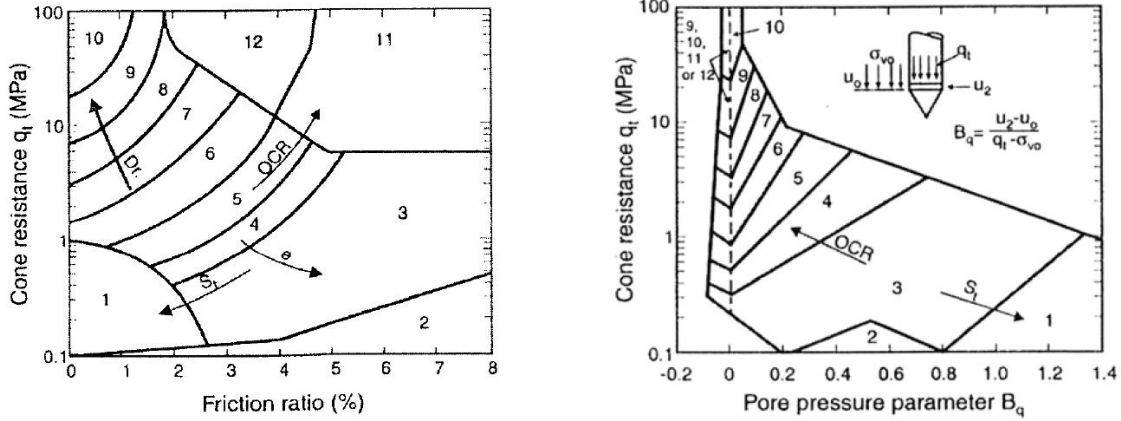


Figura ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..1 Clasificación de suelos de Robertson (1986)

Esta clasificación se modifica para eliminar la influencia de factores externos, incluyéndose a continuación otra clasificación (Robertson, 1990) en la que los parámetros utilizados son los normalizados.

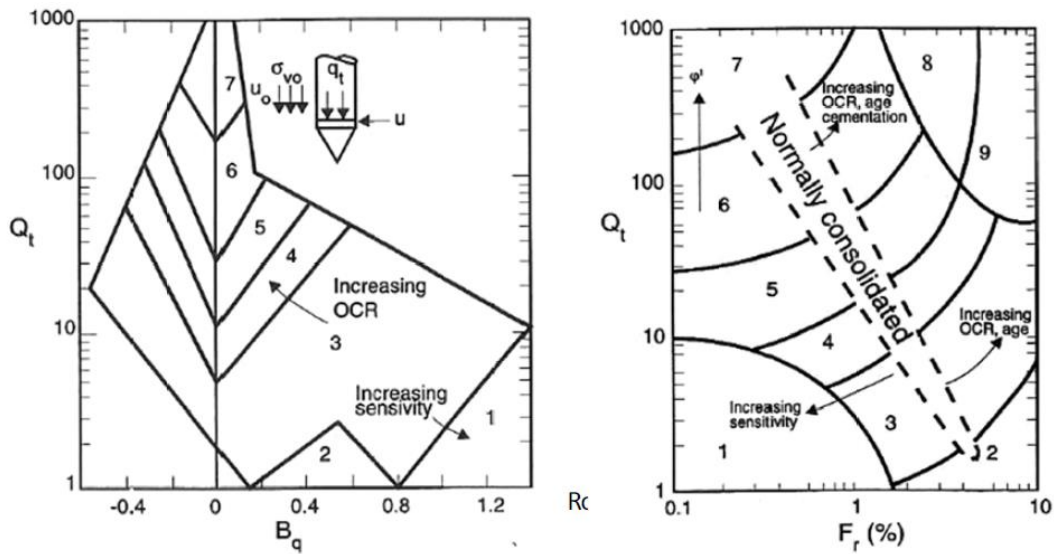


Figura ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..2 Clasificación de suelos de Robertson (1990)

CLASIFICACION ROBERTSON 1990	
Zona	Tipo de suelo
1	Suelo fino sensitivo
2	Suelo orgánico
3	Arcilla, Arcilla limosa
4	Limo, limo arcilloso, arcilla limosa
5	Arena limosa, limo arenoso
6	Arenas limpias, arenas limosas
7	Arena gravosa, arenas
8	Arena muy compacta, arena arcillosa
9	Suelo grano fno muy duro

Tabla 2.6 Tipos de suelos según Robertson (1990)

- **Ensayos Presiométricos**

Este tipo de ensayo se utiliza para obtener datos de **esfuerzos – deformación** de un determinado suelo o roca in situ y consiste en efectuar una puesta en carga lateral creciente del terreno por medio de una sonda cilíndrica unicelular dilatante radialmente. Para ello, se introduce dicha sonda en una perforación realizada previamente (sondeo mecánico), con el mayor cuidado de alterar lo menos posible las características naturales del suelo, tal como puede observarse en la figura adjunta.

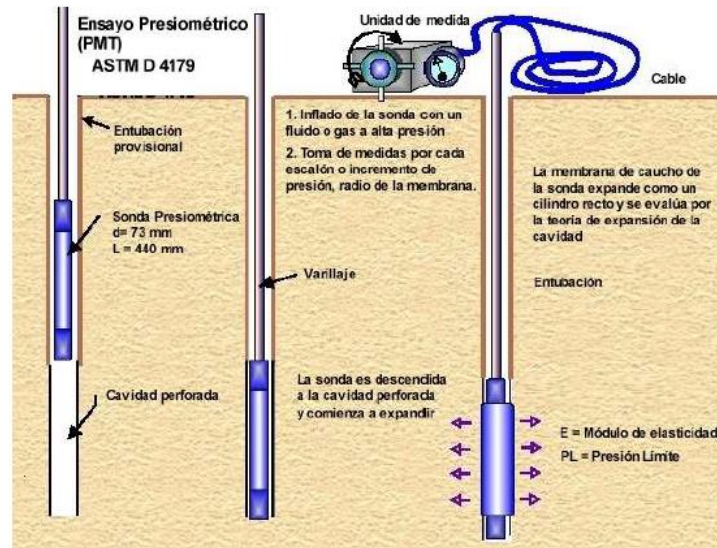


Figura **¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..**3 Esquema del Ensayo Presiométrico

Estos ensayos se han realizado con la norma de referencia ASTM-D 4719, utilizándose un equipo monocelular “OYO 4181 ELASTMETER 2 HQ SONDE”.

El equipo o sonda presiométrica se divide en el cuerpo del presiómetro (dispositivo que se introduce en el interior del sondeo a la cota deseada de ensayo) y la unidad de medición, junto con el equipo de presión que permanece en la superficie.

Los elementos que forman parte del equipo quedan conectados mediante el cable de datos y la manguera que suministra la presión necesaria para efectuar el ensayo que a su vez está conectado en superficie al equipo que suministra la presión. Este sistema de presión debe ser capaz de alcanzar presiones de hasta 20 Mpa. El aire se introduce en el sistema mediante un mecanismo regulador o manoreductor de precisión conectado a las bombonas de aire comprimido mediante un adaptador.

El cuerpo de la sonda presiométrica consiste en un cuerpo central de acero al que se le adapta mediante rosca una camisa que presenta un diámetro de 72 mm y 520 mm de longitud. Las paredes de la camisa consisten en una membrana interna

y de caucho y una vaina exterior flexible que se adapta a la cavidad del sondeo a medida que se le va sometiendo a los diferentes escalones de presión. Existen diferentes tipos de camisas que se emplearán según las características y condiciones del terreno a ensayar (Camisa dura, blanda, flexible etc...).

El ensayo presiométrico se analiza a partir de la teoría elastoplástica de la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio indefinido, permitiendo determinar parámetros de resistencia y deformación “in situ” a la profundidad deseada, principal ventaja respecto a otro tipo de ensayos limitados por la profundidad. Se obtiene de cada ensayo el Módulo Presiométrico (EM), Presión de Fluencia (Pf) y Presión Límite (PL).

- **EM: Módulo presiométrico:** estudio de la fase elástica del ensayo.
- **PF: Presión de fluencia:** presión correspondiente al final de la fase elástica del ensayo.
- **PL: Presión límite:** se define como la presión a la que el volumen de la sonda se convierte en dos veces el volumen de la cavidad original del suelo.

Los resultados han incluido la toma de datos de presiones y las deformaciones alcanzadas y sus respectivas correcciones. De la misma forma se incluyen la curva de expansión presiométrica, curva de fluencia bruta y la determinación indirecta de la presión límite, estas dos últimas allí donde se han podido obtener dichos parámetros.

- **Prueba de Permeabilidad tipo “LEFRANC”**

Con el objeto de determinar la permeabilidad de los terrenos afectados por obras de excavación (cortes y excavaciones para cimentaciones), se han realizado pruebas de permeabilidad en sondeo durante la perforación de los mismos, que en

el tramo 1 han sido de tipo Lefranc de carga variable o carga constante dependiendo de la permeabilidad del terreno.

Mediante este ensayo puede obtenerse el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de naturaleza predominantemente granular, si bien también puede ser válida para suelos cohesivos de baja permeabilidad o rocas muy fracturadas.

El procedimiento consiste en rellenar de agua el sondeo y medir el caudal necesario para mantener el nivel de agua constante, o bien medir la velocidad de descenso del nivel hasta su práctica estabilización. Al primer ensayo se le denomina de carga constante y al segundo ensayo de carga variable.

Equipos necesarios:

- Bomba que de un caudal mínimo de 100 litros / minuto.
- Depósito de altura mínima 1.50 m, con una salida inferior y un rebosadero superior. En la salida inferior deberá llevar una llave que pueda dar un caudal de 100 litros / minuto con el depósito lleno de agua. A la llave se conectará una manguera horizontal hasta el depósito de aforo.
- Depósito de aforo de 200 litros de capacidad, graduado cada 50 litros.
- Cronómetro.
- Sonda de nivel graduada para la medida del descenso del agua en el sondeo.

Modo operativo:

1. **Medición de la profundidad del sondeo y de la posición de la zapata del revestimiento.** La altura de la cámara de ensayo variará según la permeabilidad esperada. En terreno de permeabilidad alta se puede optar por valores en torno a 10-15 cm y para permeabilidad baja se puede llegar a 0.5 e incluso 1 m. si la permeabilidad es muy alta se puede reducir la cámara

de ensayo de forma que este se lleve a cabo por el fondo del sondeo. Si son de temer derrumbes, la zona con problemas debe rellenarse con grava limpia. Al comenzar el ensayo el nivel del agua debe estar estabilizado.

2. Comprobación de todo el equipo.

- Llenado del depósito de carga constante.
- Medida de nivel inicial, en ambos tipos de ensayos.

3. Puesta en marcha de la bomba de llenado del depósito de descarga.

Apertura de la llave de descarga. En el caso del ensayo de carga constante se abrirá una cierta cantidad que se mantendrá fija durante todo el ensayo.

4. Para el ensayo de carga constante se, se medirá el caudal introducido en el sondeo con el siguiente intervalo de tiempo en minutos: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, o hasta que el nivel se mantenga aproximadamente constante. En ningún caso durará menos de 30 minutos.

5. Fin de descarga en el sondeo:

- Comienzo de la observación del descenso.
- Aforo del caudal que se estaba echando al pozo.

6. Observación del descenso. Medición en los minutos 1, 2, 4, 5, 6, 8, 10, 15, 20, 25, 30. Estos intervalos serán válidos también en el caso del ensayo a carga variable.

7. Fin del ensayo.

- **Geofísica**

En el Anteproyecto se realizaron un total de 24 perfiles de sísmica pasiva MAM o REMI, con longitudes variables, de 120, 150 y 540 m. Estos datos se han tenido en cuenta de cara a la definición del perfil geológico y de los parámetros dinámicos de los terrenos.

2.3 Campaña Geotécnica del Proyecto Ejecutivo

En el presente subcapítulo se exponen los reconocimientos y ensayos geotécnicos realizados para el estudio del Tramo 1 del TIMT.

- **Sondeos Mecánicos Mixtos**

A lo largo del trazo del Tramo 1 se han realizado cincuenta y un sondeos (51), que ha supuesto un total de 1742.73 m de perforación. Se ha empleado la técnica de muestreo con tubo partido (SPT) en suelos y rocas alteradas en el 78% de los metros de perforación (1370,94 ml) y la de rotación con recuperación continua de núcleos con barril doble en rocas competentes, en el 22% restante (376.75 ml). En todos ellos se han tomado muestras representativas de los materiales atravesados para su ensayo en laboratorio.

Para la ejecución de los sondeos exploratorios la Secretaria de Comunicaciones y transportes (SCT), emitió **una Especificación Técnica Particular, Estudio Geotécnico (EP 002)**, dicho documento tiene por objetivo establecer los servicios requeridos para la realización de un estudio geotécnico, esto con la finalidad de evaluar las condiciones del subsuelo para el proyecto del TIMT, mediante la técnica de perforación exploratoria, atendiendo los lineamientos y requerimientos específicos que deben cumplirse, así como los códigos y prácticas de ingeniería aplicables para analizar las características del subsuelo.

Trabajos de campo

Con la exploración se deberá definir las características físicas del subsuelo, nivel de aguas freáticas o mantos de agua, migración de materiales finos y posibles flujos

de agua, así como detectar los diferentes espesores de las capas del subsuelo, cavidades, grietas, reblandecimiento de las capas, etc.

Para realización de los estudios de perforación exploratoria, el equipo mínimo autorizado fue de perforadoras tipo Long-Year, acker o equivalentes, estos con una capacidad para alcanzar los 50 metros de perforación, así como las herramientas y accesorios necesarios para el muestreo.

Con los sondeos mixtos se pretende disponer de un reconocimiento con un espaciado regular en torno a 50 m en las zonas del trazo donde se proyectan cortes y terraplenes, y de 100 m donde el trazo se dispone sobre viaducto; No obstante, esta distancia es susceptible de ser menor en aquellas zonas de mayor incertidumbre o complejidad geológica, o bien puede ser más amplia en aquellas zonas donde exista una mayor uniformidad geológica. Las perforaciones sobrepasaran por debajo de rasante del trazo 5m en el estudio del subyacente de cortes, 6 m en caso de terraplenes y el equivalente a 3 veces el diámetro de los pilotes proyectados para la cimentación de viaductos, aproximadamente 5 m.

Para la denominada campaña geotécnica complementaria se previó la realización de 373 sondeos verticales, los cuales suman un total de 12, 089.6 metros lineales de perforación, estos sondeos se resumen en la siguiente tabla:

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
1	-0+150	37.00	terraplén	14	1+140	35.00	viaducto
2	-0+050	37.00	viaducto	15	1+350	35.00	viaducto
3	0+050	37.00	viaducto	16	1+450	35.00	viaducto
4	0+200	37.00	estación	17	1+550	35.00	viaducto
5	0+300	20.00	estación	18	1+650	35.00	viaducto
6	0+350	20.00	estación	19	1+750	35.00	viaducto
7	0+400	20.00	estación	20	1+850	35.00	viaducto
8	0+500	40.00	viaducto	21	1+950	35.00	viaducto
9	0+600	40.00	viaducto	22	2+050	35.00	viaducto
10	0+700	40.00	viaducto	23	2+150	35.00	viaducto
11	0+800	40.00	viaducto	24	2+250	35.00	viaducto
12	0+870	40.00	viaducto	25	2+350	35.00	viaducto
13	1+040	35.00	viaducto	26	2+440	35.00	viaducto

Tabla 2.1. Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
27	2+600	35.00	viaducto	56	5+980	40.00	viaducto
28	2+700	35.00	viaducto	57	6+080	25.00	estación
29	2+800	35.00	viaducto	58	6+120	25.00	estación
30	3+000	35.00	viaducto	59	6+200	25.00	estación
31	3+100	35.00	viaducto	60	6+270	25.00	estación
32	3+200	35.00	viaducto	61	6+370	40.00	viaducto
33	3+300	35.00	viaducto	62	6+470	40.00	viaducto
34	3+400	35.00	viaducto	63	6+680	40.00	viaducto
35	3+500	35.00	viaducto	64	6+780	40.00	viaducto
36	3+650	35.00	viaducto	65	6+880	40.00	viaducto
37	3+750	35.00	viaducto	66	6+980	40.00	viaducto
38	3+850	35.00	viaducto	67	7+080	40.00	viaducto
39	3+950	35.00	viaducto	68	7+180	40.00	viaducto
40	4+050	35.00	viaducto	69	7+280	45.00	viaducto
41	4+200	35.00	viaducto	70	7+500	45.00	viaducto
42	4+300	35.00	viaducto	71	7+600	45.00	viaducto
43	4+400	35.00	viaducto	72	7+700	35.00	viaducto
44	4+600	35.00	viaducto	73	7+800	35.00	viaducto
45	4+700	35.00	viaducto	74	7+940	35.00	viaducto
46	4+800	35.00	viaducto	75	8+040	35.00	viaducto
47	4+900	35.00	viaducto	76	8+140	35.00	viaducto
48	5+000	35.00	viaducto	77	8+240	35.00	viaducto
49	5+200	40.00	viaducto	78	8+340	35.00	viaducto
50	5+300	40.00	viaducto	79	8+440	35.00	viaducto
51	5+400	40.00	viaducto	80	8+540	35.00	viaducto
52	5+580	40.00	viaducto	81	8+720	35.00	viaducto
53	5+680	40.00	viaducto	82	8+820	35.00	viaducto
54	5+780	40.00	viaducto	83	8+920	35.00	viaducto
55	5+880	40.00	viaducto	84	9+020	35.00	viaducto

Tabla 2.2.Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
85	9+120	35.00	viaducto	114	12+200	40.00	viaducto
86	9+220	35.00	viaducto	115	12+300	40.00	viaducto
87	9+320	35.00	viaducto	116	12+500	40.00	viaducto
88	9+420	35.00	viaducto	117	12+600	40.00	viaducto
89	9+580	35.00	viaducto	118	12+700	40.00	viaducto
90	9+680	35.00	viaducto	119	12+800	40.00	viaducto
91	9+780	35.00	viaducto	120	12+900	40.00	viaducto
92	9+880	35.00	viaducto	121	13+000	40.00	viaducto
93	9+980	35.00	viaducto	122	13+100	40.00	viaducto
94	10+080	35.00	viaducto	123	13+160	25.00	estación
95	10+180	35.00	viaducto	124	13+200	25.00	estación
96	10+280	35.00	viaducto	125	13+240	25.00	estación
97	10+380	35.00	viaducto	126	13+280	25.00	estación
98	10+480	40.00	viaducto	127	13+320	25.00	estación
99	10+580	40.00	viaducto	128	13+360	25.00	estación
100	10+740	40.00	viaducto	129	13+480	40.00	viaducto
101	10+840	40.00	viaducto	130	13+580	40.00	viaducto
102	10+940	40.00	viaducto	131	13+680	40.00	viaducto
103	11+040	40.00	viaducto	132	13+820	40.00	viaducto
104	11+140	40.00	viaducto	133	13+920	40.00	viaducto
105	11+240	40.00	viaducto	134	14+020	40.00	viaducto
106	11+400	40.00	viaducto	135	14+120	40.00	viaducto
107	11+500	40.00	viaducto	136	14+220	40.00	viaducto
108	11+600	40.00	viaducto	137	14+320	40.00	viaducto
109	11+700	40.00	viaducto	138	14+420	40.00	viaducto
110	11+800	40.00	viaducto	139	14+520	40.00	viaducto
111	11+900	40.00	viaducto	140	14+620	40.00	viaducto
112	12+000	40.00	viaducto	141	14+720	40.00	viaducto
113	12+100	40.00	viaducto	142	14+820	40.00	viaducto

Tabla 2.3.Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
143	14+920	40.00	viaducto	172	18+180	45.00	viaducto
144	15+020	40.00	viaducto	173	18+280	45.00	viaducto
145	15+120	40.00	viaducto	174	18+380	45.00	viaducto
146	15+220	40.00	viaducto	175	18+480	45.00	viaducto
147	15+320	40.00	viaducto	176	18+580	45.00	viaducto
148	15+480	40.00	viaducto	177	18+680	50.00	viaducto
149	15+580	40.00	viaducto	178	18+780	50.00	viaducto
150	15+680	40.00	viaducto	179	18+880	50.00	viaducto
151	15+780	40.00	viaducto	180	18+980	50.00	viaducto
152	15+880	40.00	viaducto	181	19+080	50.00	viaducto
153	15+980	40.00	viaducto	182	19+180	50.00	viaducto
154	16+080	40.00	viaducto	183	19+280	30.00	viaducto
155	16+240	40.00	viaducto	184	19+380	30.00	viaducto
156	16+340	40.00	viaducto	185	19+470	35.00	estación
157	16+440	40.00	viaducto	186	19+490	35.00	estación
158	16+540	40.00	viaducto	187	19+510	35.00	estación
159	16+640	40.00	viaducto	188	19+530	35.00	estación
160	16+740	40.00	viaducto	189	19+550	35.00	estación
161	16+840	45.00	viaducto	190	19+570	35.00	estación
162	16+940	45.00	viaducto	191	19+590	35.00	estación
163	17+040	45.00	viaducto	192	19+720	50.00	viaducto
164	17+140	45.00	viaducto	193	19+820	50.00	viaducto
165	17+240	45.00	viaducto	194	19+980	50.00	viaducto
166	17+340	45.00	viaducto	195	20+080	50.00	viaducto
167	17+440	45.00	viaducto	196	20+180	50.00	viaducto
168	17+540	45.00	viaducto	197	20+280	50.00	viaducto
169	17+640	45.00	viaducto	198	20+480	50.00	viaducto
170	17+840	45.00	viaducto	199	20+580	40.00	viaducto
171	17+940	45.00	viaducto	200	20+680	40.00	viaducto

Tabla 2.4.Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
201	20+780	40.00	viaducto	230	23+670	30.00	viaducto
202	20+880	40.00	viaducto	231	23+760	25.00	viaducto
203	20+980	40.00	viaducto	232	23+850	25.00	viaducto
204	21+080	50.00	viaducto	233	23+940	25.00	viaducto
205	21+180	50.00	viaducto	234	24+130	25.00	viaducto
206	21+280	50.00	viaducto	235	24+230	25.00	viaducto
207	21+380	50.00	viaducto	236	24+440	25.00	viaducto
208	21+480	50.00	viaducto	237	24+540	20.00	viaducto
209	21+580	35.00	viaducto	238	24+640	20.00	viaducto
210	21+680	35.00	viaducto	239	24+740	20.00	viaducto
211	21+780	35.00	viaducto	240	24+840	20.00	viaducto
212	21+880	35.00	viaducto	241	24+940	20.00	viaducto
213	21+980	35.00	viaducto	242	25+138	25.00	viaducto
214	22+112	25.00	viaducto	243	25+236	25.00	viaducto
215	22+204	25.00	viaducto	244	25+334	25.00	viaducto
216	22+296	25.00	viaducto	245	25+432	30.00	viaducto
217	22+388	25.00	viaducto	246	25+530	30.00	viaducto
218	22+480	25.00	viaducto	247	25+628	30.00	viaducto
219	22+572	30.00	viaducto	248	25+726	30.00	viaducto
220	22+664	30.00	viaducto	249	25+824	30.00	viaducto
221	22+756	30.00	viaducto	250	25+922	30.00	viaducto
222	22+848	30.00	viaducto	251	26+020	30.00	viaducto
223	22+940	30.00	viaducto	252	26+118	30.00	viaducto
224	23+032	30.00	viaducto	253	26+216	30.00	viaducto
225	23+124	30.00	viaducto	254	26+314	30.00	viaducto
226	23+216	30.00	viaducto	255	26+412	30.00	viaducto
227	23+308	30.00	viaducto	256	26+510	30.00	viaducto
228	23+400	30.00	viaducto	257	26+608	30.00	viaducto
229	23+580	30.00	viaducto	258	26+706	30.00	viaducto

Tabla 2.5.Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
259	26+804	30.00	viaducto	288	30+025	30.00	viaducto
260	26+902	30.00	viaducto	289	30+120	25.00	viaducto
261	27+000	30.00	viaducto	290	30+215	30.00	viaducto
262	27+098	30.00	viaducto	291	30+310	30.00	viaducto
263	27+196	30.00	viaducto	292	30+405	30.00	viaducto
264	27+380	30.00	viaducto	293	30+591	25.00	viaducto
265	27+480	30.00	viaducto	294	30+682	25.00	viaducto
266	27+580	30.00	viaducto	295	30+773	25.00	viaducto
267	27+680	35.00	viaducto	296	30+864	25.00	viaducto
268	27+893	35.00	viaducto	297	30+955	25.00	viaducto
269	27+986	35.00	viaducto	298	31+046	25.00	viaducto
270	28+079	35.00	viaducto	299	31+137	25.00	viaducto
271	28+172	35.00	viaducto	300	31+230	25.00	viaducto
272	28+265	35.00	viaducto	301	31+280	25.00	viaducto
273	28+358	35.00	viaducto	302	31+330	10.00	terraplén
274	28+451	35.00	viaducto	303	31+380	10.00	terraplén
275	28+544	25.00	viaducto	304	31+440	8.60	corte
276	28+731	25.00	viaducto	305	31+490	7.50	corte
277	28+822	25.00	viaducto	306	31+540	7.10	corte
278	28+913	25.00	viaducto	307	31+590	10.00	corte
279	29+004	25.00	viaducto	308	31+640	10.70	corte
280	29+095	30.00	viaducto	309	31+690	11.00	corte
281	29+186	30.00	viaducto	310	31+740	22.00	corte
282	29+371	30.00	viaducto	311	31+790	11.00	corte
283	29+462	30.00	viaducto	312	31+840	10.00	terraplén
284	29+553	30.00	viaducto	313	31+890	10.00	terraplén
285	29+644	30.00	viaducto	314	31+950	30.00	viaducto
286	29+835	30.00	viaducto	315	32+040	30.00	viaducto
287	29+930	30.00	viaducto	316	32+130	30.00	viaducto

Tabla 2.6.Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto	Nº	PK aproximado	Longitud sondeo (m)	Objeto
317	32+220	30.00	viaducto	346	34+000	10.20	corte
318	32+390	30.00	viaducto	347	34+050	7.00	corte
319	32+480	30.00	viaducto	348	34+100	10.00	terraplén
320	32+520	30.00	viaducto/terraplén	349	34+150	10.00	terraplén
321	32+570	10.00	terraplén	350	34+200	10.00	viaducto
322	32+620	7.40	corte	351	34+300	40.00	viaducto
323	32+670	10.00	corte	352	34+500	40.00	viaducto
324	32+720	17.60	corte	353	34+590	40.00	viaducto
325	32+770	18.00	corte	354	34+760	40.00	viaducto
326	32+820	22.00	corte	355	34+860	40.00	viaducto
327	32+870	26.00	corte	356	35+050	40.00	viaducto
328	32+970	18.50	corte	357	35+140	40.00	viaducto
329	33+020	18.00	corte	358	35+230	40.00	viaducto
330	33+070	19.00	corte	359	35+320	40.00	viaducto
331	33+170	13.00	corte	360	35+470	40.00	viaducto
332	33+220	11.50	corte	361	35+560	40.00	viaducto
333	33+270	9.50	corte	362	35+650	40.00	viaducto
334	33+320	8.40	corte	363	35+700	40.00	viaducto/terraplén
335	33+370	11.00	corte	364	35+750	10.00	terraplén
336	33+420	17.40	corte	365	35+800	10.00	terraplén
337	33+510	16.00	corte	366	35+850	8.80	corte
338	33+560	11.20	corte	367	35+900	13.70	corte
339	33+610	8.50	corte	368	35+950	14.00	corte
340	33+660	10.00	terraplén	369	36+000	8.20	corte
341	33+710	10.00	terraplén	370	36+050	35.00	viaducto
342	33+760	10.00	terraplén	371	36+100	35.00	viaducto/terraplén
343	33+810	10.00	terraplén	372	36+150	15.00	corte
344	33+860	13.30	corte	373	36+200	28.00	corte/boquilla
345	33+950	12.50	corte				

Tabla 2.7.Sondeos de campaña geotécnica complementaria para el TIMT (SENER, 2014)

De manera complementaria a los sondeos mecánicos, se propuso la realización de los siguientes reconocimientos geotécnicos:

- **Pozos a cielo abierto.** Estos reconocimientos superficiales tienen por objeto determinar el espesor y características de los suelos hasta 4 m de profundidad, por lo que se propone su realización para el estudio de calidad de los materiales extraídos en zonas de cortes para su uso en terraplenes y terracerías.
- **Ensayos de penetración de cono eléctrico (CPT),** estos se emplearán en la caracterización geotécnica de los suelos blandos (fangos) de cara al dimensionamiento de las pilas – pilotes de los viaductos en el entorno de Lerma.
- **Ensayos de penetración dinámica.** Con este ensayo se determina la resistencia a la penetración de suelos, por lo que se utiliza para determinar el grado de compactación o de consistencia de los suelos. De esta manera, se podrá utilizar para el estudio del cimiento de terraplenes y de cimentaciones superficiales, que se estimen oportunas.

Los trabajos se realizaron de acuerdo a las normas ASTM aplicables (ASTM D-1586, ASTM D-1587, ASTM D-854, ASTM D-2216, ASTM D-6913).

Trabajos de laboratorio

De cara a caracterizar geotécnicamente el terreno se realizará una campaña basada en ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas en los sondeos, que se realizará de acuerdo a las especificaciones de los Manuales de la SCT. Éstos, serán de identificación, resistencia y deformación, que permitan complementar la caracterización geotécnica actual de suelos y rocas.

Se propone llevar a cabo la siguiente batería de ensayos de laboratorio:

Todas las muestras obtenidas, serán clasificadas en forma visual y al tacto, determinando su contenido natural de agua.

En muestras de suelos de sondeos (muestras de tubo partido o SPT), aproximadamente cada 3 m, se realizarán al menos los siguientes ensayos: identificación, límites de consistencia (Atterberg), contenido en agua (humedad), densidad y granulometría.

Selectivamente se efectuarán pruebas de límites de consistencia, granulometrías por mallas y determinaciones de finos por lavado, presentando la clasificación de los materiales de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.).

En muestras de suelos de pozos a cielo abierto se realizarán al menos los siguientes ensayos: identificación y clasificación de materiales para terracerías, granulometría, límites de consistencia (Atterberg), contenido en agua (humedad), densidad, compactación AASHTO, grado de compactación y Valor soporte de California (CBR) y expansión en laboratorio.

A las muestras inalteradas se les obtendrán los parámetros mecánicos de resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad, peso volumétrico y propiedades dinámicas, mediante la realización de pruebas de compresión simple y pruebas triaxiales tipo UU (en suelos puramente cohesivos), que permitan caracterizar tanto las propiedades de resistencia como de deformabilidad del subsuelo.

En muestras de rocas (sondeos) aproximadamente cada 3 m se realizarán al menos los siguientes ensayos: densidad, humedad y resistencia a compresión simple y tracción.

Normativa

Los trabajos a realizar, deben apearse a los criterios y consideraciones que se establecen en las normas que se indican a continuación, y en aquellos que éstas señalan.

NOM-008-SCFI-2002 sistema general de unidades de medida. Normas oficiales mexicanas (NOM).

Ley general del equilibrio ecológico y la protección al ambiente. Secretaría de medio ambiente y recursos naturales (semarnat).

Normas técnicas ecológicas complementarias.

Normas ASTM.

- **ASTM D1586 - 08A** standard test method for standard penetration test (SPT) and splitbarrel sampling of soils.
- **ASTM D1587 - 08** standard practice for thin-walled tube sampling of soils for geotechnical purposes
- **ASTM D2487 - 06E1** standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)
- **ASTM D2488 - 09A** standard practice for description and identification of soils (visual manual procedure)

2.4 Estratigrafía

La caracterización del subsuelo se determinó a partir de los resultados de laboratorio del SMC-277 y del SAC-33-V2-APOYO 33, figura 2, esta se describe a continuación:

SMC-277

Estrato 1: De 0.0 m a 1.80 m de profundidad, es una arena limosa, con un peso volumétrico de 18.52 KN/ m^3 , un numero de golpes en la prueba SPT de $N= 17$, un ángulo de fricción interna de 31° .

Estrato 2: De 1.80 m a 3.80 m de profundidad, es una arena limosa, con un peso volumétrico de 18.52 KN/ m^3 , un numero de golpes en la prueba SPT de $N= 2$, un ángulo de fricción interna de 27° .

Estrato 3: De 3.80 m a 4.40 m de profundidad, está caracterizado por una arena limosa, con un peso volumétrico de 14.40 KN/ m^3 , un numero de golpes en la prueba SPT de $N= 30$, un ángulo de fricción interna de 33° .

Estrato 4: De 4.40 m a 6.20 m de profundidad, está caracterizado por una arena limosa, con un peso volumétrico de 19.02 KN/ m^3 , un numero de golpes en la prueba SPT de $N= 100$, un ángulo de fricción interna de 38° .

Estrato 5: De 6.20 m a 9.80 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques, con un peso volumétrico de 20.60 KN/ m^3 , un Índice de Calidad de la Roca, $RQD= 21\%$, un $RMR= 53$, una resistencia a la compresión simple de $36,800 \text{ KPa}$.

Estrato 6: De 9.80 m a 12.80 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques, con un peso volumétrico de 24.50 KN/ m^3 , un Índice de

Calidad de la Roca, RQD= 21%, un RMR= 53, una resistencia a la compresión simple de 68,480 KPa.

Estrato 7: De 12.80 m a 20.0 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques, con un peso volumétrico de 25.90 KN/ m³, un Índice de Calidad de la Roca, RQD= 8%, un RMR= 49, una resistencia a la compresión simple de 41,520 KPa.

Estrato 8: De 20.0 m a 23.15 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques, con un peso volumétrico de 25.90 KN/ m³, un Índice de Calidad de la Roca, RQD= 11%, un RMR= 53, una resistencia a la compresión simple de 41,520 KPa.

Estrato 9: De 23.50 m a 26.20 m de profundidad, está caracterizado por una arena limosa.

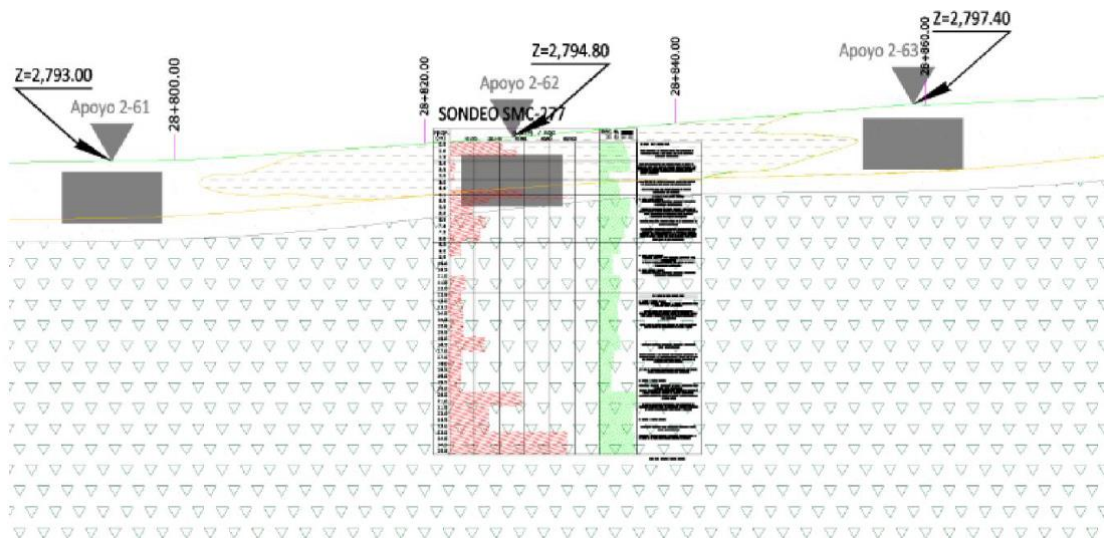


Figura 2.3 Interpretación estratigráfica del sitio donde se desplantará el apoyo P-33.

SAC-33-V2-APOYO 33

Estrato 1: De 0.0 m a 6.20 m de profundidad, es una arena limosa, con un peso volumétrico de 18.52 KN/ m³, un numero de golpes en la prueba SPT de N= 17, un ángulo de fricción interna de 31°.

Estrato 2: De 6.20 m a 12.80 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques y ligeramente fracturado, con un Índice de Calidad de la Roca, RQD= 21%, un RMR= 53, se clasifica como una roca de calidad media.

Estrato 3: De 12.80 m a 20.0 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques, ligeramente fracturado y ligeramente alterado, con un Índice de Calidad de la Roca, RQD= 8%, un RMR= 49, se clasifica como una roca de calidad media.

Estrato 4: De 20.0 m a 23.50 m de profundidad, está caracterizado por un basalto gris en bloques y ligeramente fracturado, con un Índice de Calidad de la Roca, RQD= 11%, un RMR= 53, se clasifica como una roca de calidad media.

Estrato 5: De 23.50 m a 26.20 m de profundidad, está caracterizado por una arena limosa.

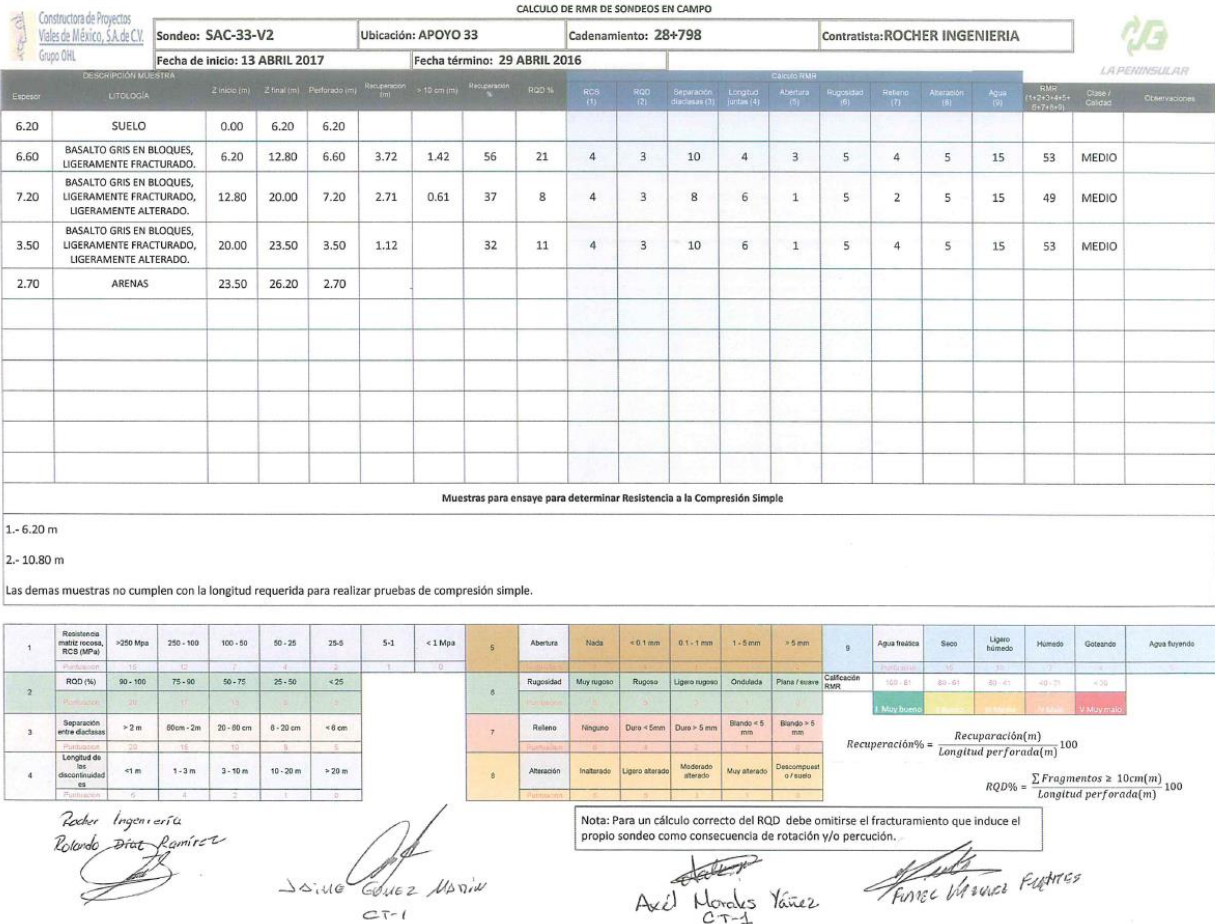


Figura 2.4 Estratigrafía obtenida del sondeo de avance SAC-33-V2-APOYO 33.

2.5. Parámetros mecánicos

Los parámetros mecánicos de los suelo se determinaron a partir de las correlaciones del número de golpes en el ensayo de penetración estándar, así mismo se realizaron ensayos de pruebas triaxiales (UU), compresiones simples, consolidaciones, etc. En los horizontes conformados por roca, se realizaron ensayos de compresión simple y de tracción directa, esto con la finalidad de determinar la resistencia de la roca, el procedimiento de muestreo se explica en el subcapítulo 2.2 referente a la exploración de campo.

La información geotécnica se obtuvo a partir de la interpretación del sondeo SMC-277 de la campaña geotécnica complementaria y del sondeo de avance SAC-33-V2, Tabla 1.

PROPIEDADES MECÁNICAS APOYO P-33									
ESTRATO		PROFUNDIDAD (m)		γ (KN/M ³)	S_u/q_u (Kpa)	ϕ / RQD	SPT (N)/RMR	SUCS/JUNTAS	OBSERVACIONES
No	Material	De	A						
1	Arenas	0.00	1.80	18.52		31	17	ML	Suelos friccionantes
2	Arenas	1.80	3.80	18.52		27	2	ML	Suelos friccionantes
3	Arenas	3.80	4.40	14.40		33	30	ML	Suelos friccionantes
4	Arenas	4.40	6.20	19.02		38	100	SM	Suelos friccionantes
5	Basalto gris en bloques	6.20	9.80	20.60	36,800	21	53	Abiertas	Roca-D
6	Basalto gris en bloques	9.80	12.80	25.50	68,480	21	53	Abiertas	Roca-D
7	Basalto gris en bloques	12.80	20.00	25.90	41,520	8	49	Abiertas	Roca-D
8	Basalto gris en bloques	20.00	23.50	25.90	41,520	11	53	Abiertas	Roca-D
9	Arenas	23.50	26.20						Suelos friccionantes

Tabla 2.8 Propiedades mecánicas del apoyo P-33.

Cabe señalar que de acuerdo con los resultados de los ensayos de RCS y RT, se optó el criterio de emplear el resultado de los RT con una relación de 8, esto con la finalidad de obtener al RCS, así mismo se empleó el resultado del último ensayo por presentar características similares.

La resistencia a compresión simple (RCS) o resistencia uniaxial, es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial, determinada sobre una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio, y esta se determina por medio de la siguiente formulación:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} = \frac{\text{Fuerza compresiva aplicada}}{\text{Área de aplicación}}$$

De los valores de la resistencia a la compresión simple, se determinan las propiedades ingenieriles de las rocas. Cada tipo de roca tiene un valor característico de resistencia a la compresión simple.

La resistencia a tracción (RT), es el máximo esfuerzo que soporta el material ante la rotura por tracción, esta se obtiene aplicando fuerzas traccionales o

distensivas a una probeta cilíndrica de roca, esta se determina mediante la siguiente formulación:

$$\sigma_t = \frac{F_t}{A} = \frac{\text{Fuerza de tracción aplicada}}{\text{Área de aplicación}}$$

El valor de σ_t , de la matriz rocosa suele variar entre el 5 y el 10 % del valor de su resistencia a compresión simple, aunque para unas rocas sedimentarias es del 14 al 16%.

La clasificación **RMR**, fue desarrollada por Bieniawski en 1973, esta ha tenido actualizaciones en 1979 y 1989, constituyendo así un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo rocoso y de excavación y sostenimiento en túneles.

La clasificación Bieniaswski está en función de los siguientes parámetros geo mecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa
- Grado de fracturación en términos del RQD
- Espaciado de las discontinuidades
- Condiciones de las discontinuidades
- Condiciones hidrogeológicas
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación

La incidencia de los parámetros en el comportamiento geo mecánico de un macizo rocoso, se expresa por medio del índice de calidad RMR, rock mass rating, esta varia de 0 a 100.

Table 10.4.6.4-1—Geomechanics Classification of Rock Masses

Parameter		Ranges of Values							
1	Strength of intact rock material	Point load strength index	>175 ksf	85-175 ksf	45-85 ksf	20-45 ksf	For this low range, uniaxial compressive test is preferred		
	Uniaxial compressive strength	>4320 ksf	2160-4320 ksf	1080-2160 ksf	520-1080 ksf	215-520 ksf	70-215 ksf	20-70 ksf	
Relative Rating			15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90% to 100%	75% to 90%	50% to 75%	25% to 50%	<25%		
	Relative Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		>10 ft	3-10 ft	1-3 ft	2 in.-1 ft	<2 in.		
	Relative Rating		30	25	20	10	5		
4	Condition of joints		<ul style="list-style-type: none"> • Very rough surfaces • Not continuous • No separation • Hard joint wall rock 	<ul style="list-style-type: none"> • Slightly rough surfaces • Separation <0.05 in. • Hard joint wall rock 	<ul style="list-style-type: none"> • Slightly rough surfaces • Separation <0.05 in. • Soft joint wall rock 	<ul style="list-style-type: none"> • Slitten-sided surfaces or • Gouge <0.2 in. thick or • Joints open 0.05-0.2 in. • Continuous joints 	<ul style="list-style-type: none"> • Soft gouge >0.2 in. thick or • Joints open >0.2 in. • Continuous joints 		
		Relative Rating		25	20	12	6	0	
5	Groundwater conditions (use one of the three evaluation criteria as appropriate to the method of exploration)	Inflow per 30 ft tunnel length	None	<400 gal./hr.	400-2000 gal./hr.	>2000 gal./hr.			
		Ratio = joint water pressure/major principal stress	0	0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5			
		General Conditions	Completely Dry	Moist only (interstitial water)	Water under moderate pressure	Severe water problems			
	Relative Rating		10	7	4	0			

Table 10.4.6.4-2—Geomechanics Rating Adjustment for Joint Orientations

Strike and Dip Orientations of Joints		Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Ratings	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 2.9 Tabla para la clasificación RMR (Luis I. González de Vallejo, 2002)

- **Ensayos de penetración estándar (SPT)**

Se han realizado 1969 ensayos de penetración estándar (SPT) en el interior de sondeos en tramos de suelo.

- **Ensayos de Penetración Dinámica Tipo DPSH-B**

Se han realizado un total de 42 ensayos de penetración con un total de 337.2 m de perforación. El máximo alcanzado es de 20 m (PDS-31) y el mínimo de 0.4 m (PDS-34).

- **Ensayos de Penetración Estática (CPT)**

Para la investigación de los suelos blandos del tramo 1 se han realizado 5 ensayos de penetración estática tipo CPT en las zonas en las que se ha registrado un mayor espesor de este tipo de suelos.

- **Ensayos Presiométricos**

En el interior de sondeos del tramo 1 se han realizado los cuarenta y seis (46) ensayos presiométricos con ciclo de carga-recarga, obteniéndose los módulos presiométricos y de corte (en carga y descarga), presiones límite y de fluencia.

- **Prueba de permeabilidad tipo “Lefranc”**

Para la determinación de la permeabilidad de los terrenos del Tramo 1, susceptibles de ser excavados y con presencia de nivel freático, se han realizado treinta y dos (32) pruebas de permeabilidad tipo Lefranc de carga variable en el interior de los sondeos durante la perforación de los mismos.

Geofísica

- **Perfiles de sísmica MAM (REMI)**

Se han realizado un total de 19 perfiles mediante la técnica MAM (REMI) de 60 y 220 m de longitud, siendo 120 m la longitud más común, lo que ha supuesto un total de 2,370 m de exploración. Se han realizado a partir de estaciones de medida

situadas cada 30m, estando constituidas por 12 geófonos espaciados 5m, con los que se ha alcanzado una profundidad de investigación media de 35m.

- **Ensayos Down-hole**

Se han realizado un total de 10 ensayos Down-hole, con un total de 338 m lineales ensayados, con los que se ha determinado la velocidad de propagación de ondas sísmicas V_p y V_s de los terrenos atravesados en el sondeo. La profundidad prevista de investigación en todos estos ensayos fue de 45 m, si bien, debido a que se realizan en el interior de la tubería alojada en el interior de las perforaciones, finalmente han alcanzado la máxima profundidad que permitía la entubación. En algunos casos, el colapso de la tubería o la deformación sufrida durante su instalación, ha hecho que no fuera posible alcanzar el fondo del sondeo, quedando limitada desde la superficie al punto de obstrucción.

2.6 Descripción Geológica - Geotécnica

Geología (CFE- ing. Mooser e Ing. Zuñiga)

El valle de Toluca se encuentra sobre la meseta más elevada de la República Mexicana, con una altura comprendida entre 2,600 m sobre el nivel del mar en la zona de Lerma y 2,700 m en el centro de la ciudad de Toluca. Las grandes cuencas lacustres que ocupaban extensas zonas, preexistentes a tres series de vulcanismo del Terciario, fueron rellenadas casi en su totalidad con productos piroclásticos procedentes de esas series de erupciones volcánicas, mezcladas con sedimentos de origen aluvial y lacustre.

La cuenca de Toluca está rodeada por tres campos volcánicos, Fosa de Acambay, el Nevado de Toluca y la Sierra de las Cruces. La configuración general del Valle de Toluca se definió desde la primera erupción de lava de naturaleza andesítica. En la segunda serie de vulcanismo los derrames incrementaron la altura

y extensión de las serranías originales. La tercera serie, que se derramó también en áreas considerables, se caracterizó por la emisión de corrientes lávicas basálticas que se escapaban a través de pequeñas aberturas o cráteres, ya que las eyecciones de lavas andesíticas de las dos primeras series, habían cerrado gradualmente las grandes aberturas y dislocaciones.

Durante los periodos en los que la actividad volcánica era menor, la alteración y erosión de las rocas junto con la formación de corrientes acuosas, produjeron los rellenos aluviales que aparecen depositados en los valles o en los cauces de los ríos. Actualmente, esta es la situación que presenta este valle, ya que la actividad volcánica es prácticamente inexistente, por lo que el relleno final de la misma es de origen sedimentario: fluvial y lacustre, dando lugar a un área casi llana.

En el Valle de Toluca, en medio de la llanura, se distinguen pequeños conos volcánicos formando cerros, compuestos por rocas volcánicas extrusivas del tipo andesítico y basáltico; las faldas de algunos de ellos son de naturaleza tobácea o brechoide. En las poblaciones de Lerma de Villada y San Pedro Tultepec existen pequeños conos y lomeríos formados por materiales tobáceos y piroclásticos, en torno a los cuales se localizan áreas de depósitos lacustres,

En la figura 2.1 se muestra la sección esquemática - geológica general por donde atravesara el TIMT, en la figura 2.2, se puede apreciar que el TIMT va de la ciudad de México a la ciudad de Toluca, atravesando en general de oriente a poniente la porción media de la Sierra de las Cruces.



BUAP

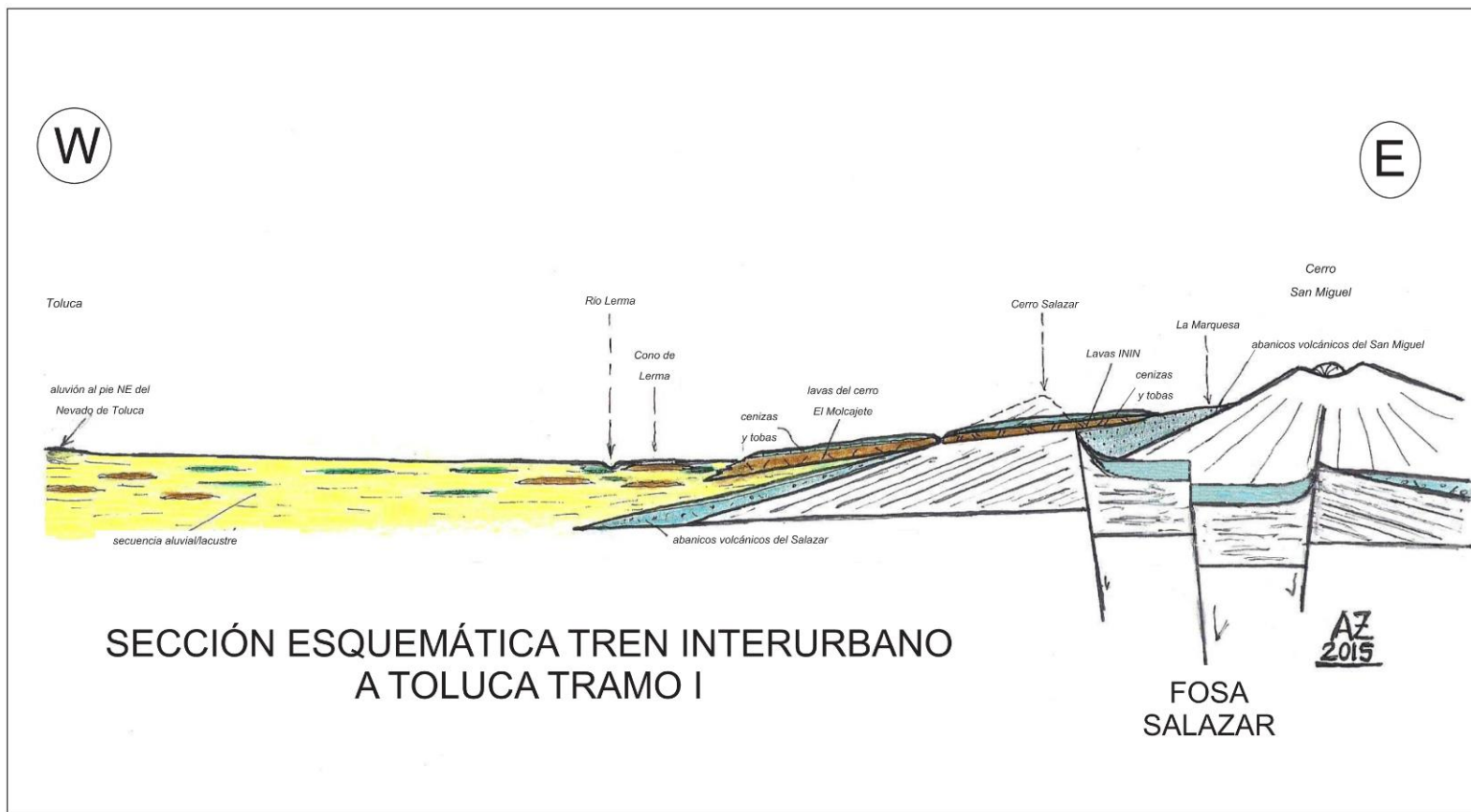
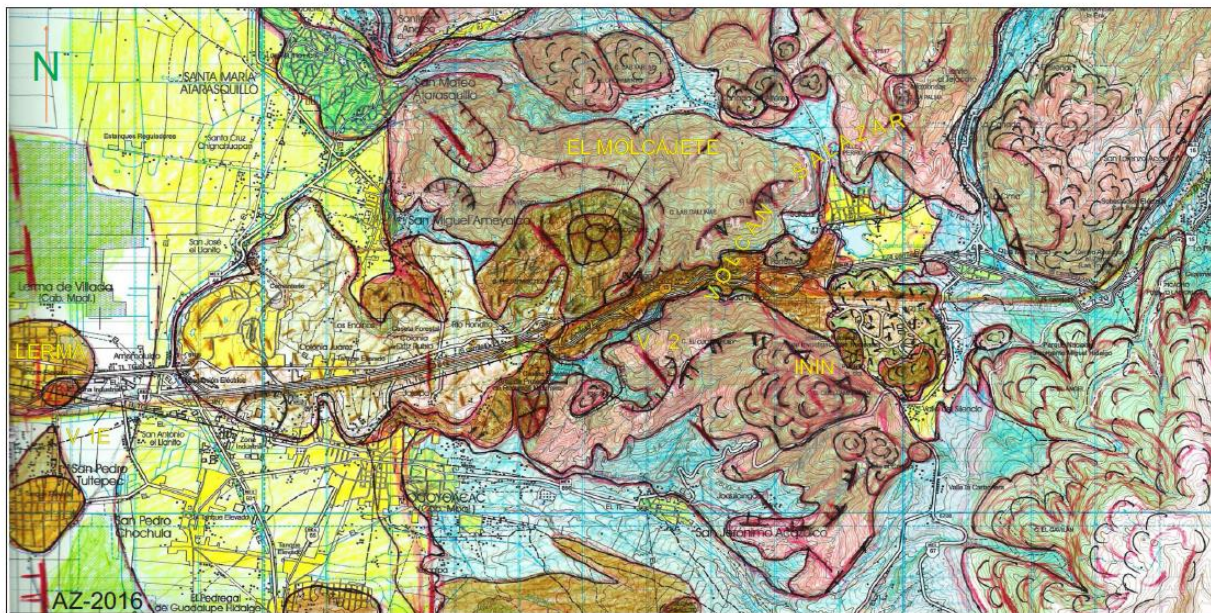


Figura 2.1. Sección esquemática TIMT (ing. Angel Ramon Zúñiga Arista).



BUAP



LEYENDA

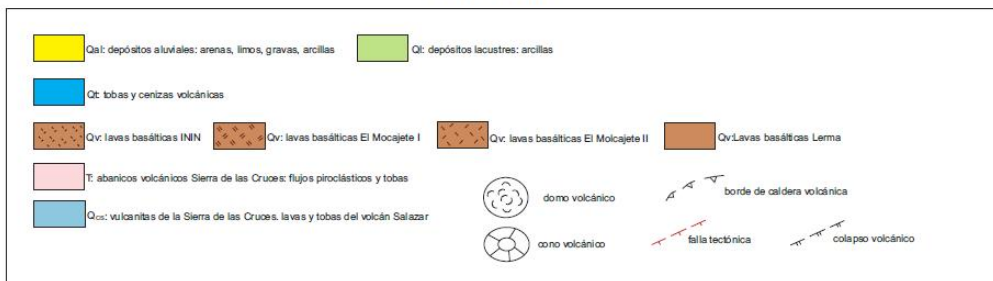


Figura 2.2. Mapa geológico del Trazo del TIMT (ing. Angel Ramon Zúñiga Arista).



CARACTERIZACION GEOTÉCNICA

- **Descripción geológica-geotécnica de las unidades**

Las unidades geológicas descritas, se han agrupado y extendido en 15 unidades geotécnicas, de cara a determinar los parámetros geotécnicos fundamentales de los terrenos presentes a lo largo del trazado con los que se lleva a cabo el diseño de las obras contempladas en el Proyecto. En este sentido, en los suelos aluviales correspondientes a la Cuenca de Toluca se han dividido algunas unidades en base al predominio de material granular o cohesivo. A estas unidades se les ha añadido el nombre de granular o cohesivo a continuación del nombre de la unidad geológica.

Así mismo se han agrupado las unidades aluviales Al-a y Qorg, al tratarse de materiales predominantemente granulares de compacidad baja. De igual forma se han agrupado los suelos residuales y eluvio-aluviales, Qre-a y Qea, tratándose de suelos de consistencia media predominantemente cohesivos.

En el caso de las unidades correspondientes a terrenos mixtos entre rocas y suelos, se han agrupado, por un lado, las unidades de alteración correspondientes a terrenos formados fundamentalmente por tobas, Q_{Vt-alt} / T_{SC-alt} y por otro los correspondientes a las vulcanitas basálticas y rocas andesíticas, $Q_{CA-alt} / Q_{Vb-alt} / Q_{V-alt}$.

Respecto a las rocas sin alterar, se han agrupado aquellas que presentan una cierta heterogeneidad en su constitución, al estar formadas por bloques y/o boleos inmersos en una matriz limo-arenosa. Estas unidades son Q_V / T_{SC-br} . Por último se han agrupado las rocas masivas sanas o escasamente meteorizadas,

homogéneas en su estructura, que obedecen a un comportamiento típico de roca volcánica. Estas unidades son Q_{CA} - Q_{Vb} .

En la siguiente tabla se indican las unidades geológico-geotécnicas diferenciadas y una pequeña descripción en cuanto a sus características geológico-geotécnicas.

GRUPO GEOLÓGICO	UNIDAD GEOTECNICA	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	DESCRIPCIÓN	
RELLENOS	R		Rellenos antrópicos (vertidos y compactados) con diferentes grados de compactación	
SUELOS ALUVIALES	Al-a-Qorg	$N_{SPT} < 15$	Depósitos Aluviales de compactación baja.	Arenas limosas y limos arenosos con diferentes grados de compactación
	Al-b (Granular)	$15 < N_{SPT} < 50$	Depósitos Aluviales de compactación media.	Predominio de arenas limosas
	Al-b (Cohesivo)	$15 < N_{SPT} < 50$	Depósitos Aluviales de consistencia media.	Predominio de limos arenosos
	Al-c (Granular)	$N_{SPT} > 50$	Depósitos Aluviales de compactación alta.	Predominio de arenas limosas
	Al-c (Cohesivo)	$N_{SPT} > 50$	Depósitos Aluviales de consistencia alta.	Predominio de limos arenosos
SUELOS LAGUNARES	La-a	$N_{SPT} < 10$	Depósitos lagunares de consistencia baja-muy baja.	Limos arcillosos y limos arenosos
	La-b	$10 < N_{SPT} < 50$	Depósitos lagunares de consistencia media.	Limos arcillosos y limos arenosos
SUELOS RESIDUALES	Qre-a / Qea	$15 < N_{SPT} < 50$	Suelos residuales y eluvio-aluviales, consistencia media.	Limos arenosos con arenas limosas marrón rojizo con gravillas. Limos arenosos con arenas limosas
	Qre-b (Granular)	$N_{SPT} > 50$	Suelos residuales de compactación alta.	Predominio de arenas limosas
	Qre-b (Cohesivo)	$N_{SPT} > 50$	Suelos residuales consistencia alta.	Predominio de limos arenosos
ROCAS VOLCÁNICAS	Q_{Vt-alt} / T_{Sc-alt}		Tobas y tobas con aglomerados muy alterados. Niveles de alteración GM-IV	
	$Q_{CA-alt} / Q_{Vb-alt} / Q_{V-alt}$		Coladas y brechas andesíticas, lavas basálticas, coladas de bloques con tobas y escorias. Niveles de alteración GM-III/IV	
	T_{Sc}		Toba lapilli andesítica con aglomerados	
	Q_V / T_{Sc-br}		Lavas basálticas de bloques y escorias con tobas, aglomerados andesíticos	
	$Q_{CA} - Q_{Vb}$		Coladas, brechas andesíticas y basaltos (GM-II/III)	

Tabla ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento.-1 Unidades Geotécnicas (SENER, 2014)

CAPÍTULO 3

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA POR EL MÉTODO AASHTO Vs ROWE AND ARMITAGE

Las descargas para el cálculo de la capacidad de carga de las pilas, fueron establecidas en los análisis de cargas de las columnas de proyecto realizados por la empresa española IDEAM, estas fueron tomadas como punto de comparación para establecer la capacidad de carga del apoyo P-33.

3.1 Descripción de la cimentación de la columna tipo DELTA

La cimentación profunda del apoyo P-33 está compuesta por una zapata de reparto de concreto reforzado, soportada por 50 pilas dispuestas simétricamente con respecto al eje de la zapata, como se muestra en la figura 4 y 5, la zapata es un bloque de 47.60 m x 20.50 m x 5.50 m, la parte superior de la zapata está situada a 0.60 m por debajo del nivel del terreno natural (P-33 NDZ= 2786.408), con una plantilla de concreto pobre de 10 cm, el concreto propuesto para la zapata es de una resistencia de 300 kg/cm², las pilas de cimentación para el apoyo P-33, son de sección circular de 1.50 m de diámetro, una longitud de pila en roca de 4.50 m, quedando desplantada a una profundidad de 10.70 m.



BUAP

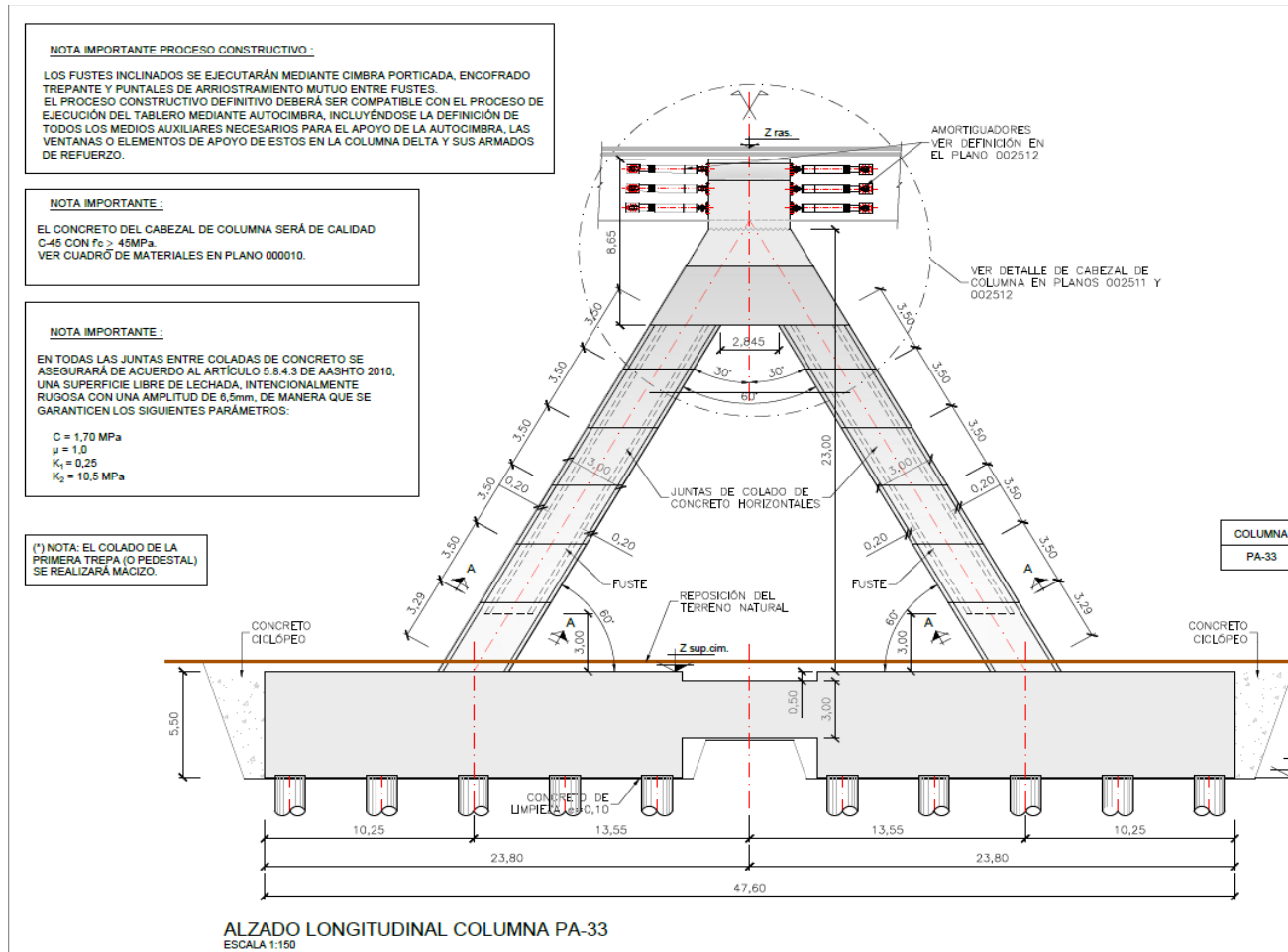


Figura 3.1 Alzado longitudinal de la columna tipo DELTA del apoyo P-33 (IDEAM, 2016).

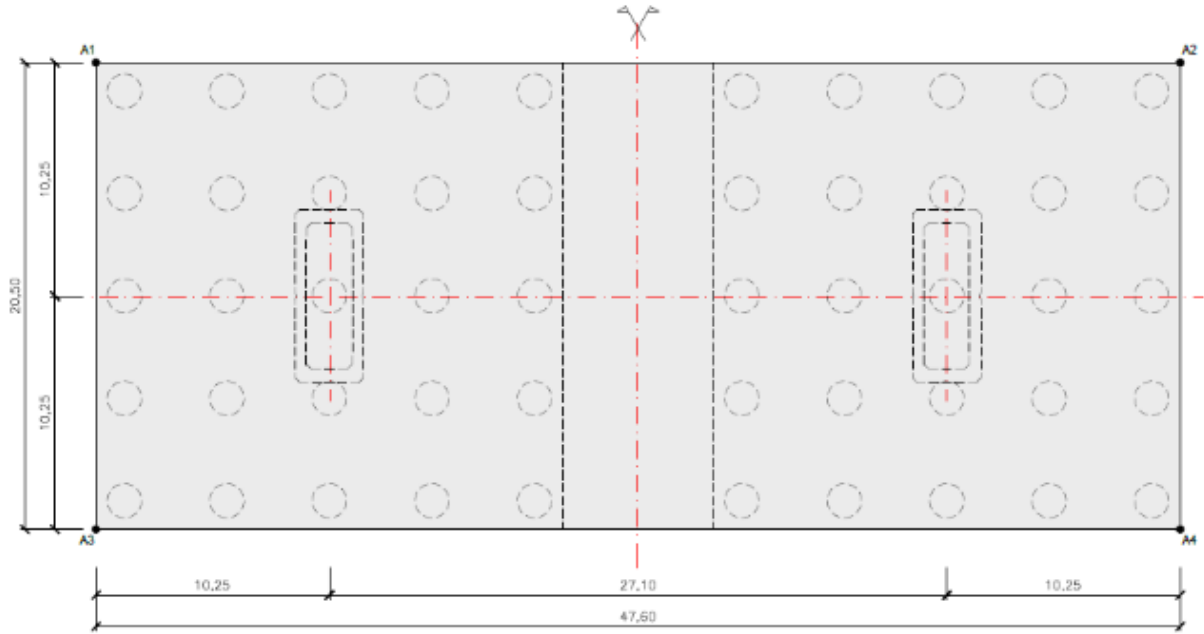


Figura 3.3 Planta de encepado de columna tipo DELTA, P-33. (IDEAM, 2016)

3.2 Solicitaciones del proyecto para las columnas tipo DELTA

En la tabla 2 se presentan los valores máximos requeridos para el cumplimiento de las capacidades de carga, tanto en condiciones de esfuerzo (**STRENGTH**), como en eventos extremos (**EQ**). Estas cimentaciones deberán cumplir las demandas de carga solicitadas en el estudio del análisis multimodal espectral.

Columna Tipo	Servicio en compresión NMax (KN)	Sismo en compresión NMax (KN)	Sismo en Tensión Nmin (KN)
Delta	10,000.00	13,100.00	-3,800.00

Tabla 3.1 Solicitaciones para las columnas tipo DELTA, que corresponden al apoyo

P-33

3.3 Metodología para el cálculo de capacidad de carga (AASHTO LRFD 2012)

Para la determinación de la capacidad de carga de las pilas, se utilizaron las recomendaciones establecidas en las especificaciones AASHTO LRFD 2012, referente a la capacidad de carga por punta y fuste en roca y suelo.

3.3.1 Capacidad de carga unitaria por fuste

3.3.1.1 Suelos Cohesivos

La capacidad de carga por fuste en suelos cohesivos q_s , en unidades **ksf**, se determina a partir de las siguientes expresiones basadas en el método α .

$$q_s = \alpha * S_u$$

α Está en función de la cohesión y la presión atmosférica.

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{P_a} \right) - 1.5 \rightarrow \text{para } 1.5 \leq \left(\frac{S_u}{P_a} \right) \leq 2.5$$

Dónde:

S_u = Resistencia al esfuerzo cortante, *ksf*

α = Factor de adhesión (adimensional)

P_a = Presión atmosférica, 2.12 *ksf*

3.3.1.2 Suelos Friccionantes

La capacidad de carga por fricción en suelos friccionantes, está basada por el método β , esto a partir de las siguientes expresiones:

$$q_s = \beta * \sigma'_v \leq 4 \text{ para } 0.25 \leq \beta \leq .12$$

La capacidad de carga por fricción en suelos no cohesivos está basada por el método β , a partir de las siguientes expresiones:

$$\beta = 2.0 - 0.06(z)^{0.75} \rightarrow \text{cuando } N_{60} \geq 15$$

Cuando son suelos arenosos

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{z} \text{ para } N_{60} \geq 15$$

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.135\sqrt{z}) \text{ para } N_{60} < 15$$

Dónde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo en la mitad del estrato, ksf

β = Coeficiente de transferencia de carga (adimensional)

z = Profundidad del estrato medio, ft

N_{60} = Número de golpes SPT (corregido por la eficiencia del martillo) bajo la zona considerada

O'Neill y Reese (1999) proporcionan una discusión adicional del cálculo de la resistencia lateral de pila, permitiendo que β aumente a 1.8 en gravas y gravas arenosas, también recomiendan limitar la resistencia por fricción a 4 ksf (19.52 t/ft²).

Para gravas arenosas y gravas deberá utilizarse para el cálculo de β la siguiente expresión:

$$\beta = 2.05 - 0.06(z)^{0.75} \text{ para } N_{60} \geq 15$$

Si $N_{60} < 15$, se deberán utilizar las expresiones antes presentadas

3.3.1.3 Roca

La capacidad de carga en roca q_s , en unidades ksf, se determina a partir de las siguientes expresiones:

$$q_s = 0.65 * \alpha_E * P_a \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5} < 7.8 * P_a \left(\frac{f'_c}{P_a} \right)^{0.5}$$

Dónde:

q_u = Resistencia a la compresión simple de la roca, ksf

P_a = Presión atmosférica, 2.12 ksf

α_E = Factor de reducción para la cuenta de las juntas (fracturas) en la roca de acuerdo con la tabla 10.8.3.5.4C-1

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, ksi

Cuando la roca esta fracturada o altamente fracturada se deben realizar los siguientes pasos para calcular q_s y llegar a un valor final para el diseño, esto mediante el siguiente procedimiento a continuación descrito:

Paso 1. Para determinar el Factor de reducción α_E , antes se evaluará la relación del módulo del macizo rocoso (E_{rm}) y el módulo de la roca inalterada (E_i) utilizando los criterios establecidos por Hoek and Diedrichs, 2006, utilizando la ecuación simplificada correspondiente.

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Dónde:

E_{rm} = *Módulo del macizo rocoso , MPa*

D = *Factor de perturbación por la metodología de excavación, 0.7*

E_i = *Módulo de la roca intacta, Mpa*

GSI = *índice Geológico de Resistencia*

El módulo de deformabilidad de la roca intacta se puede estimar a partir de la correlación propuesta por medio de las tablas que proponen los mismos autores.

$$E_1 = MR * \sigma_{ci}$$

Dónde:

σ_{ci} = *Resistencia a la compresión simple*

MR = *Relación empírica de la relación de módulos que se obtiene de la tabla siguiente*

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750	
	Foliated			Schists 250-1100	Phyllites/Mica Schist 300-800	Slates 400-600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300-550 Granodiorite 400-450	Diorite 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400)	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic		Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200-400

Tabla 3.2 Valores típicos de MR para las clases de roca (AASHTO, 2012)

La determinación del índice geológico de resistencia, se determinará a partir de los criterios definidos por Hoek and Brown (Luis I. González de Vallejo, 2002) donde:

$$GSI = RMR_{(89)} - 5$$

Las condiciones anteriores se deberán cumplir para macizos rocosos con comportamiento isótropo.

Paso 2. Evaluar el Factor de reducción α_E , utilizando la tabla 10.8.3.5.4C-1, estimación de α_E (O'Neill and Reese, 1999). Cabe mencionar que para valores intermedios de E_m/E_i , se realizará para una interpolación para determinar el valor de α_E .

Table 10.8.3.5.4b-1—Estimation of α_E (O'Neill and Reese, 1999)

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

Tabla 3.3 Estimación de α_E (O'Neill and Reese)

Paso 3. Calcular q_s , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$q_s = 0.65 * \alpha_E * P_a \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5} < 7.8 * P_a \left(\frac{f'_c}{P_a} \right)^{0.5}$$

Dónde:

q_u = Resistencia a la compresión simple de la roca, ksf

P_a = Presión atmosférica, 2.12 ksf

α_E = Factor de reducción para la cuenta de las juntas (fracturas) en la roca de acuerdo con la tabla 10.8.3.5.4C-1

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, ksi

3.3.2 Capacidad de carga unitaria por punta

3.3.2.1 Suelos Cohesivos

La capacidad de carga por punta en suelos cohesivos q_p en unidades **ksf**, en suelos cohesivos, se determina por el método de esfuerzos totales dispuesto por O'Neill y Reese (1999), este se considera a partir de las siguientes expresiones:

$$q_p = N_c * S_u \leq 80$$

En la cual:

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9.0$$

Dónde:

D = Diámetro de la pila, ft

Z = Profundidad de la penetración de la pila, ft

S_u = Resistencia al esfuerzo cortante, ksf

La norma establece que el valor de S_u , deberá determinarse a partir de los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio o en pruebas in situ a una profundidad de 2 diámetros por debajo de la punta de la pila, si el suelo tiene un valor de $S_u < 0.5 \text{ ksf}$ (2.4 t/m^2), el valor de N_c deberá multiplicarse por 0.67.

El valor de la capacidad de carga por punta q_p , está limitado a **80 ksf** (**390 t/m²**) cuyo valor No es teórico, sino que está basado en valores medios en la práctica.

3.3.2.2 Suelos friccionantes

La capacidad de carga por punta q_p , en unidades ksf, en pilas perforadas en suelos friccionantes está basada en el método de O'Neill y Reese (1999), a partir de las siguientes expresiones:

$$q_p = 1.2 * N_{60} \text{ para } N_{60} \leq 50$$

Dónde:

N_{60} = Número de golpes SPT (corregido por la eficiencia del martillo) bajo la zona considerada

Nota: El valor de la resistencia por punta q_p , en la ecuación anterior está limitado a **60 ksf (293 t/ft²)**.

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} * \sigma'_v \text{ para } N_{60} \leq 50$$

Dónde:

P_a = Presión atmosférica, (2.12 ksf)

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo en la punta de la pila

Nota: El valor de N_{60} , está limitado a 100 golpes

De acuerdo con la normativa AASHTO 2012, para la corrección del número de golpes (N_{60}), se utiliza la siguiente expresión:

$$N_{60} = \left(\frac{ER}{60} \right) * N$$

Dónde:

N_{60} = Número de golpes corregido por la eficiencia del martinete (golpes / ft)

N = Número de golpes SPT en campo (golpes / ft)

ER = Eficiencia del martinete expresado en porcentaje de la teoría de la energía de caída libre emitida por el sistema del martinete utilizado; 60% para martinete convencional y 80% para martinete con sistema automático.

3.3.2.3 Roca

Si la roca que está por debajo de la base de la pila perforada a una profundidad de 2 veces el diámetro, es una roca sana o inalterada o bien las fracturas están cerradas, por ejemplo; material no compresible, fracturas selladas y la profundidad de la pila es mayor que 1.5 veces el diámetro, se utiliza la siguiente ecuación.

$$q_p = 2.5 q_u$$

Si la roca que está por debajo de la base de la pila a una profundidad de 2 veces el diámetro esta fracturada y las fracturas tienen orientación aleatoria, la condición de las fracturas puede ser evaluada de la siguiente manera:

$$q_p = \left[\sqrt{s} + \sqrt{(m * \sqrt{s} + s)} \right] * q_u$$

Dónde:

s, m = Parámetros de las fracturas del macizo rocoso, especificados en la tabla

10.4.6.4-4

q_u = Resistencia a la compresión no confinada de la roca (ksf)

Table 10.4.6.4—Approximate Relationship between Rock-Mass Quality and Material Constants Used in Defining Nonlinear Strength (Hoek and Brown, 1988)

Rock Quality	Constants	Rock Type				
		A = Carbonate rocks with well developed crystal cleavage— <i>dolomite, limestone and marble</i> B = Lithified argillaceous rocks— <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i> C = Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage— <i>sandstone and quartzite</i> D = Fine grained polyminerallic igneous crystalline rocks— <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i> E = Coarse grained polyminerallic igneous & metamorphic crystalline rocks— <i>amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite</i>				
		A	B	C	D	E
INTACT ROCK SAMPLES Laboratory size specimens free from discontinuities. CSIR rating: $RMR = 100$	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 3–10 ft CSIR rating: $RMR = 85$	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.567 0.082
GOOD QUALITY ROCK MASS Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 3–10 ft CSIR rating: $RMR = 65$	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
FAIR QUALITY ROCK MASS Several sets of moderately weathered joints spaced at 1–3 ft CSIR rating: $RMR = 44$	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
POOR QUALITY ROCK MASS Numerous weathered joints at 2 to 12 in.; some gouge. Clean compacted waste rock. CSIR rating: $RMR = 23$	m s	0.029 3×10^{-6}	0.041 3×10^{-6}	0.061 3×10^{-6}	0.069 3×10^{-6}	0.102 3×10^{-6}
VERY POOR QUALITY ROCK MASS Numerous heavily weathered joints spaced <2 in. with gouge. Waste rock with fines. CSIR rating: $RMR = 3$	m s	0.007 1×10^{-7}	0.010 1×10^{-7}	0.015 1×10^{-7}	0.017 1×10^{-7}	0.025 1×10^{-7}

Tabla 3.4 Determinación de m y s (AASHTO, 2012)

3.3.3 Capacidad nominal por fuste

Para determinar la capacidad nominal por fuste, se realiza por medio de la siguiente expresión:

$$R_s = q_s * A_s$$

Donde:

R_s = Capacidad nominal por fuste, kips

q_s = Capacidad unitaria por fuste, ksf

A_s = Superficie del área lateral, ft²

3.3.4 Capacidad nominal por punta

Para determinar la capacidad nominal por punta, se realiza por medio de la siguiente expresión:

$$R_p = q_p * A_p$$

Donde:

R_p = Capacidad nominal por punta, kips

q_p = Capacidad unitaria por punta, ksf

A_s = Área de la punta, ft²

3.3.5 Capacidad factorizada

Para calcular la carga factorizada (carga total), es decir la capacidad nominal por fuste más la capacidad nominal por punta, se determina mediante la siguiente expresión:

$$R_R = \varphi_{ap} * R_p + \varphi_{qs} * R_s$$

Donde:

φ_{ap} = Factor de resistencia por punta especificado en la tabla 10.5.5.2.4-1

φ_{as} = Factor de resistencia por fuste especificado en la tabla 10.5.5.2.4-1

$R_p =$ *Capacidad nominal por punta, kips*

$R_s =$ *Capacidad nominal por fuste, kips*

Para este caso el factor de resistencia por punta ϕ_{ap} fue de 0.50 en condiciones estáticas y de 1 en condiciones sísmicas, para el factor de resistencia por fuste ϕ_{as} , fue de 0.55 en condiciones estáticas y de 1 en condiciones sísmicas.

3.3.6 Metodología de Rowe and Armitage

En el proyecto del TIMT se está considerando la hipótesis de que las pilas del proyecto estarán trabajando de manera combinada la punta y fuste, por tanto se empleará la solución teórica propuesta por Rowe and Armitage, esto para determinar la carga que produce el deslizamiento del fuste y su correspondiente aporte de la punta a este desplazamiento.

Los factores de resistencia se utilizan de acuerdo con el tipo de suelo (cohesivos y friccionantes), estos son tomados de la tabla 10.5.5.2.4-1. Para la roca, se deberá determinar el aporte de la punta debido a la deformación elástica del concreto de la pila y el terreno circundante, el factor de reducción se tomará a partir de lo establecido por Rowe y Armitage, quienes en estudios relacionados para determinar la capacidad de carga por punta que aporta la pila debido a la deformación elástica del concreto de la pila y la deformación elástica de la roca antes de verse superada la resistencia por fuste, indican que esta se podrá determinar a partir de las gráficas y formulaciones establecidas por dichos autores.

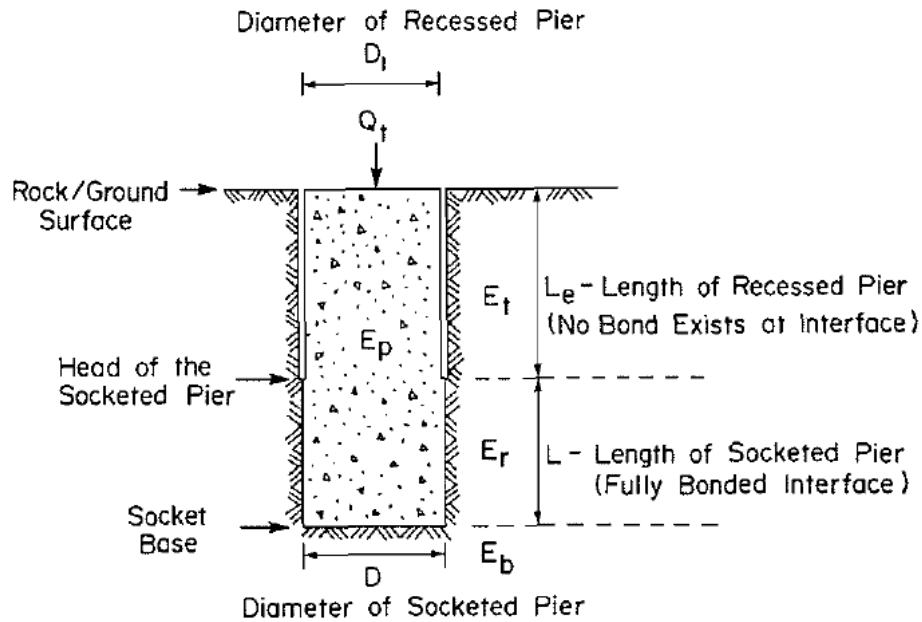


Figura 3.4 Esquema de hipótesis para pilas en roca de Rowe and Armitage. (ARMITAGE, 1986)

Donde:

E_p = *Módulo de elasticidad de la pila*

E_b = *Módulo de elasticidad del macizo rocoso por debajo de la pila*

E_r = *Módulo de elasticidad del macizo rocoso circundante*

D = *Diámetro de la pila*

L = *Longitud de la pila empotrada en roca*

Q_t = *Carga sobre la pila*

Q_b = *Carga transmitida a la base de la pila*

Para la determinación de los módulos del macizo rocoso (E_b y E_r), se utilizarán las teorías establecidas por Hoek y Diederichs, 2006 (E. HOEK, 2005) Considerando la siguiente ecuación.

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Dónde:

E_{rm} = *Módulo del macizo rocoso*

D = *Factor de perturbación por la metodología de excavación*

E_i = *Módulo de la roca intacta*

GSI = *índice Geológico de Resistencia*

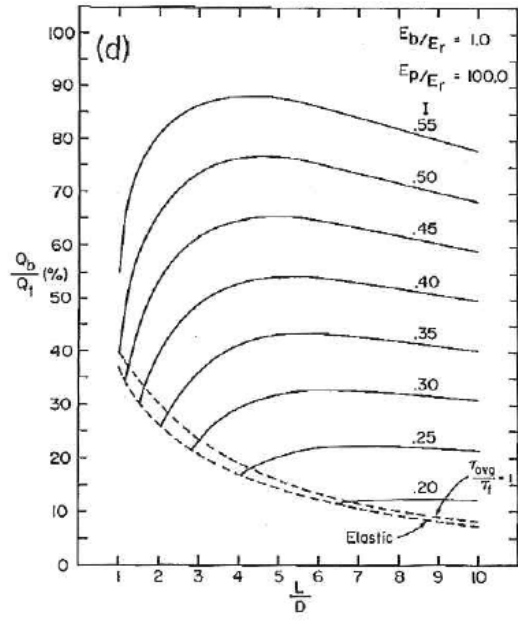
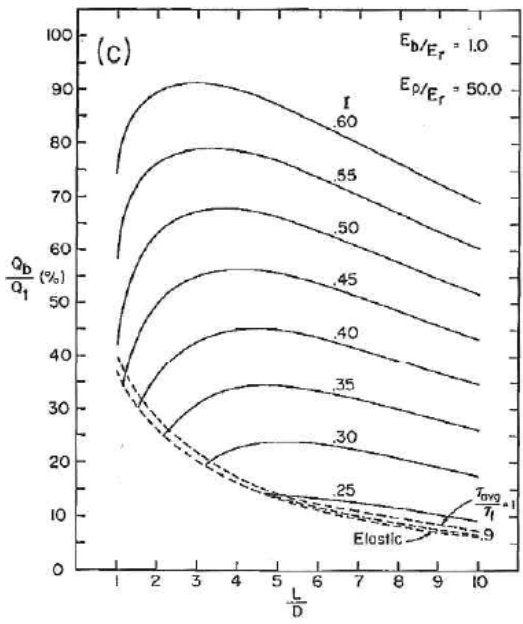
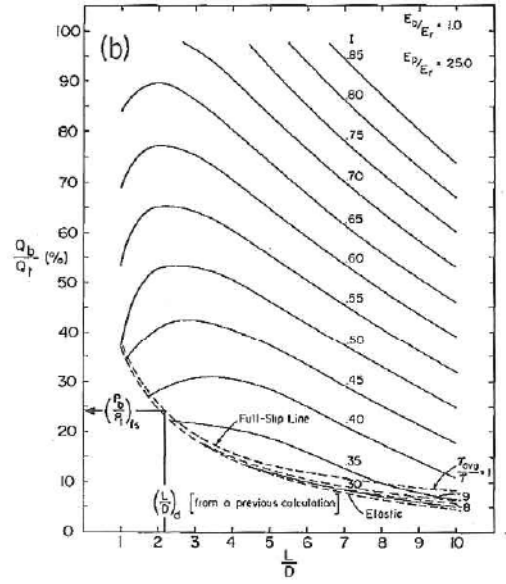
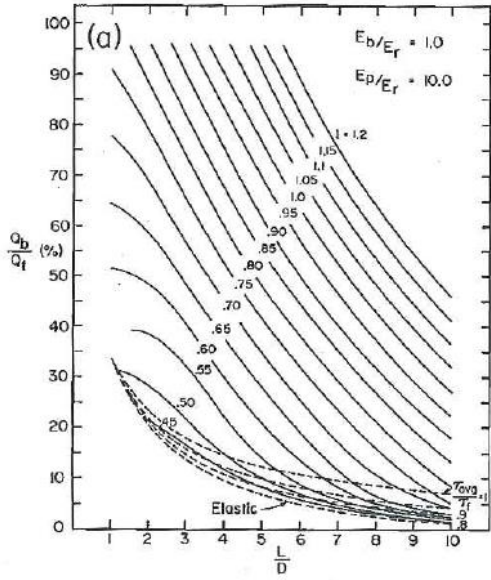
El módulo de la pila se determinará a partir de la siguiente ecuación, la cual considera una condición media del tipo de concreto.

$$E_p = 3500\sqrt{f'_c}$$

Dónde:

f'_c = *Resistencia a la compresión simple del concreto a 24 días*

Para la elección de la gráfica correspondiente y con esta evaluar el porcentaje de la punta, se considera que la relación E_r/E_b siempre sea igual a 1, por tal motivo se utilizaran las gráficas siguientes.



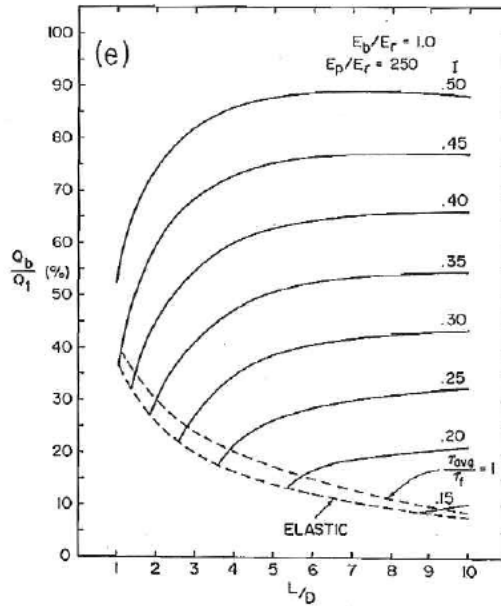


Figura 3.5 Gráficas de Rowe and Armitage para $E_b/E_r=1$, para valores de $E_p/E_r=10$, 25, 50, 100 y 250, incisos a, b, c, d y e

Para valores de E_p/E_r distintos a 10, 25, 50, 100 y 250, se realizará una interpolación para poder determinar el porcentaje de la carga transmitida a la base de la pila debido a la deformación elástica de los materiales.

Para el cálculo de la capacidad de carga de las pilas en roca, se realizará de la siguiente forma, la cual estará en función del RMR de la roca en cuestión.

A. Roca con RMR < 40

De acuerdo con la clasificación de Bieniawski, una roca con RMR < 40 es una roca con una calidad mala. Por ello y dado que la resistencia por punta en este tipo de material será muy baja, el cálculo se realizará despreciando la resistencia por punta y teniendo en cuenta exclusivamente la capacidad por fuste que indica la AASHTO.

B. Roca con RMR > 40:

De acuerdo con la clasificación de Bieniawski (AASHTO, 2012), una roca con RMR > 40, se trata de rocas de calidad media, buena o muy buena. En este caso se debe emplear el método de Rowe-Armitage (ARMITAGE, 1986) para establecer la colaboración por fuste y de la punta. Dicho método se explica a continuación:

1. Calcular $Q_{s_fullslip}$ a partir de la tensión de fuste en resbalamiento (τ_f).
2. Entrar en el gráfico de Rowe-Armitage para las relaciones de E_b/E_r y E_p/E_r que sean más apropiadas. En este gráfico se entra con L/D y se emplea la línea "full slip" para obtener Q_b/Q_t en porcentaje.
3. Se calcula $Q_{t_fullslip}$ con la siguiente expresión:

$$Q_{t_fullslip} = \frac{Q_{s_fullslip}}{1 - \left(\frac{Q_b}{Q_t}\right)_{fullslip}}$$

Donde:

$$q_{s_fullslip} = \pi D L q_s$$

$$\left(\frac{Q_b}{Q_t}\right)_{fullslip} \text{ se obtiene de la grafica mostrada, para un } \frac{\tau_{avg}}{\tau_f} < 1$$

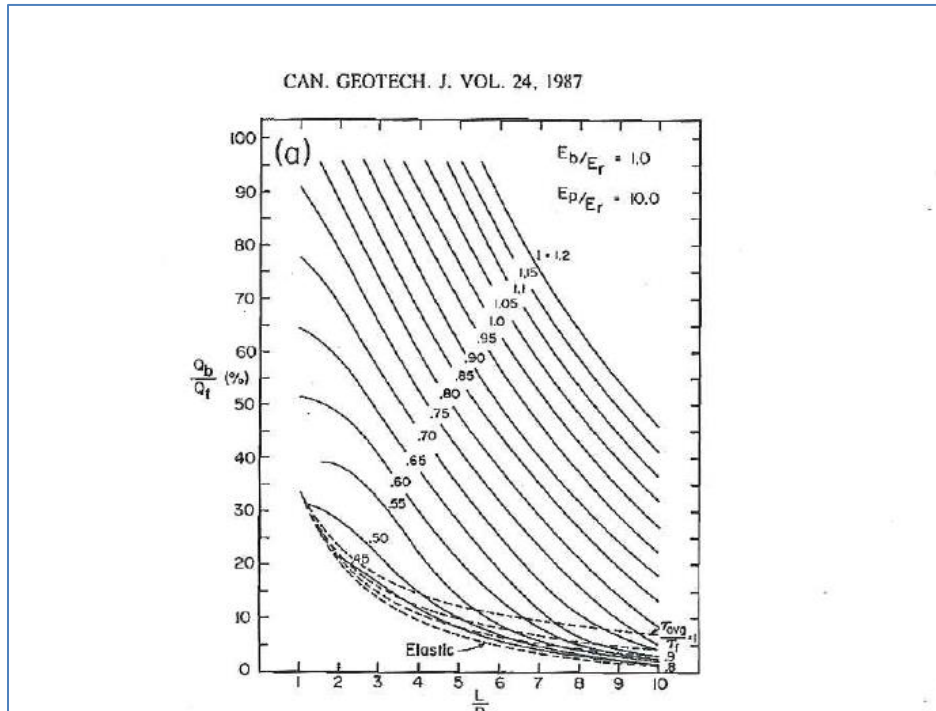


Figura 3.6 Gráficas de Rowe and Armitage para determinar $(Q_b/Q_t)_{fullslip}$

Se verifica si la carga requerida que causaría el resbalamiento total entre el concreto y la roca es inferior o superior a la actuante en la pila.

4. Se compara la carga aplicada a la pila con la **Qt_fullslip** recientemente calculada.
 - a. Si **Qt_fullslip > Qaplicada**: situación de “**partial slip**”.
 - b. Si **Qt_fullslip < Qaplicada**: situación de “**full slip**”, es decir si **Qt_fullslip** es inferior a la carga máxima axial actuante en la pila, significa que se producirá un resbalamiento total entre concreto y roca respectivamente.
 - c. La condición de full slip no se analizará, esto debido a que no se dispone de bibliografía que permita evaluar y cuantificar la pérdida de resistencia por fricción lateral y el aumento de la resistencia por punta de la pila.

5. En caso de “**partial slip**”, es decir **Qt_fullslip > Qaplicada**, significa que se producirá un resbalamiento parcial ($0.8 \leq \left(\frac{\tau_{avg}}{\tau_f}\right) < 1$) entre concreto y roca respectivamente.

Una vez determinado el valor de $\left(\frac{\tau_{avg}}{\tau_f}\right)$ correspondiente a la carga actuante, se realizarán tanteos considerando diferentes valores de $\left(\frac{\tau_{avg}}{\tau_f}\right)$ hasta obtener una carga Q_{t_ps} aproximadamente igual a la aplicada (Q_{t_EE}).

$$Q_{t_{partialslip}} = \frac{Q_{s_{partialslip}}}{1 - \left(\frac{Q_b}{Q_t}\right)_{partialslip}}$$

Se realiza la comprobación de que la carga que se transmite a la punta es inferior a la carga que resiste el terreno en la punta, en estado límite de eventos extremos:

Carga que se transmite a la punta:

$$Q_b = \left(\frac{Q_b}{Q_t}\right)_{ps} * Q_t$$

Carga que geotécnicamente resiste el terreno en la punta:

$$Q_p = \pi r^2 * q_p * \varphi_{qp}$$

3.3.7 Capacidad de carga contra arrancamiento

Para determinar la capacidad de carga contra arrancamiento, se utiliza la siguiente formula:

$$R_T = \varphi_{up} * R_s$$

Donde:

φ_{up} = Factor de resistencia especificado en la tabla 10.5.5.2.3-1

R_s = Capacidad por fuste debido a la resistencia lateral, kips

3.3.8 Factores de resistencia

Para estos análisis de capacidad de carga se utilizaron los siguientes factores de resistencia en condiciones de esfuerzo (**STRENGTH**) y eventos extremos (**EQ?**).

Tabla 6. Factores de reducción (STRENGTH)

	ARCILLA	ARENA	IGM	ROCA
PUNTA	0.40	0.50	0.55	0.50
FRICCIÓN	0.45	0.55	0.60	0.55
TRACCIÓN	0.35	0.45	0.45	0.40

Tabla 7. Factores de reducción (SÍSMICA)

	ARCILLA	ARENA	IGM	ROCA
PUNTA	1.00	1.00	1.00	1.00
FRICCIÓN	1.00	1.00	1.00	0.80
TRACCIÓN	0.80	0.80	0.80	

Tabla 3.5 Factores de resistencia utilizados en los análisis (AASHTO, 2012)

Table 10.5.5.2.3-1—Resistance Factors for Driven Piles (continued)

Condition/Resistance Determination Method		Resistance Factor
Nominal Bearing Resistance of Single Pile—Static Analysis Methods, ϕ_{21st}	Side Resistance and End Bearing: Clay and Mixed Soils	
	α -method (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	β -method (Esrig & Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25
	λ -method (Vijayvergiya & Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	Side Resistance and End Bearing: Sand	
	Nordlund/Thurman Method (Hannigan et al., 2005)	0.45
	<i>SPT</i> -method (Meyerhof)	0.30
	<i>CPT</i> -method (Schmertmann)	0.50
	End bearing in rock (Canadian Geotech. Society, 1985)	0.45
Block Failure, ϕ_{b1}	Clay	0.60
Uplift Resistance of Single Piles, ϕ_{up}	Nordlund Method	0.35
	α -method	0.25
	β -method	0.20
	λ -method	0.30
	<i>SPT</i> -method	0.25
	<i>CPT</i> -method	0.40
	Static load test	0.60
	Dynamic test with signal matching	0.50
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	All soils	0.50
Lateral Geotechnical Resistance of Single Pile or Pile Group	All soils and rock	1.0
Structural Limit State	Steel piles	See the provisions of Article 6.5.4.2
	Concrete piles	See the provisions of Article 5.5.4.2.1
	Timber piles	See the provisions of Article 8.5.2.2 and 8.5.2.3
Pile Drivability Analysis, ϕ_{dr}	Steel piles	See the provisions of Article 6.5.4.2
	Concrete piles	See the provisions of Article 5.5.4.2.1
	Timber piles	See the provisions of Article 8.5.2.2
	In all three Articles identified above, use ϕ identified as “resistance during pile driving”	

Tabla 3.6 Factores de resistencia recomendados por la AASHTO, (AASHTO, 2012)

Table 10.5.5.2.4-1—Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Drilled Shafts

Method/Soil/Condition		Resistance Factor	
Nominal Axial Compressive Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{102}	Side resistance in clay	α -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Tip resistance in clay	Total Stress (O'Neill and Reese, 1999)	0.40
	Side resistance in sand	β -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.55
	Tip resistance in sand	O'Neill and Reese (1999)	0.50
	Side resistance in IGMs	O'Neill and Reese (1999)	0.60
	Tip resistance in IGMs	O'Neill and Reese (1999)	0.55
	Side resistance in rock	Horvath and Kenney (1979) O'Neill and Reese (1999)	0.55
	Side resistance in rock	Carter and Kulhawy (1988)	0.50
	Tip resistance in rock	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) O'Neill and Reese (1999)	0.50
Block Failure, ϕ_{b1}	Clay	0.55	
Uplift Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{10p}	Clay	α -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.35
	Sand	β -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Rock	Horvath and Kenney (1979) Carter and Kulhawy (1988)	0.40
Group Uplift Resistance, ϕ_{10g}	Sand and clay	0.45	
Horizontal Geotechnical Resistance of Single Shaft or Shaft Group	All materials	1.0	
Static Load Test (compression), ϕ_{10cst}	All Materials	0.70	
Static Load Test (uplift), $\phi_{10p10cst}$	All Materials	0.60	

Tabla 3.7 Factores de resistencia recomendados por la AASHTO, (AASHTO, 2012)

3.3.9 Metodología para el cálculo de coeficiente de balasto

Una cimentación solucionada con pilas de cimentación, puede estar sometida a fuerzas horizontales derivadas de los empujes de viento, efectos sísmicos, etc. Si V es el valor de las cargas verticales:

Cargas horizontales	Actuación
$\leq 0.05 V$	NO es necesario considerarlas
$0.05 V - 0.10 V$	Las absorben los pilotes a flexión
$< 0.10 V$	Se requieren pilotes inclinados, anclajes, etc.

Para el proyecto se supondrán las pilas empotradas en el encepado, lo cual es admisible en estructuras de hormigón con encepados arriostrados.

En los pilotes largos pueden producirse desplazamientos importantes y la rotura a flexión sin llegar a romper el terreno en una extensión apreciable.

Este comportamiento se ha estudiado considerando al terreno como un medio elástico o asimilado el pilote una pieza flexible que carga horizontalmente sobre apoyos elásticos representativos del terreno a través de una constante de muelle denominada coeficiente de balasto (hipótesis de Winkler)

Para la obtención del coeficiente de balasto estático y dinámico, se utilizara la siguiente ecuación:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s b^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{b(1 - \nu_s^2)}$$

Donde:

E_s = *Módulo de elasticidad del suelo según sea el caso*

b = *Ancho del pilote (o diámetro)*

ν_s = *Relación de Poisson del suelo*

3.3.9.1 Metodología para el cálculo de asentamiento

- **Calculo de asentamiento para pilas perforadas en roca**

El asentamiento total de la cabeza de una pila vertical aislada, S_{total} , sometida a una compresión vertical P_{total} se divide en tres componentes, según se indica en la siguiente formula:

$$S_{total} = S_e + S_{base}$$

Donde:

S_e = *acortamiento elástico de la pila*

S_{base} = *asentamiento de la base de la pila*

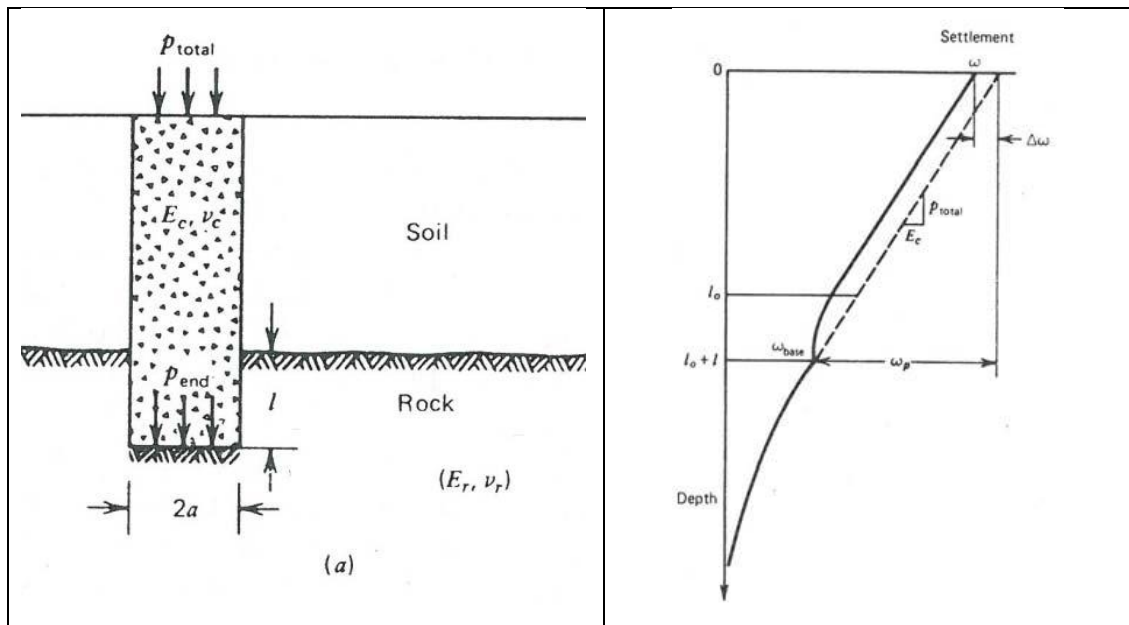


Figura 3.7 Asentamiento de pilas perforadas en roca (información obtenida del informe TITM-T3-IN-SRGeo-000-0360-003)

El acortamiento elástico de la pila perforada, S_e (m), se ha determinado a partir de la siguiente formula:

$$S_e = \frac{P_{total}(l_0 + 1)}{E_c}$$

Donde:

P_{total} = Tensión de compresión a la que se encuentra sometida la pila en cabeza
(t/m^2)

L =($l_0 + 1$) Longitud de la pila (m)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto de la pila (t/m^2)

El asentamiento de la base de la pila perforada en roca, S_{base} (m), se ha determinado a partir de la formula siguiente:

$$S_{base} = \frac{\left(\frac{\pi}{2}\right) \cdot P_{end} \cdot (1 - \mu^2) \cdot r}{E_r \cdot n}$$

Donde:

P_{end} Tensión de compresión a la que se encuentra sometida la pila en la base
(t/m^2)

r = Radio de la pila (m)

μ = Coeficiente de Poisson (adim)

E_r =Módulo de elasticidad del macizo rocoso (t/m^2)

n = Factor que depende de la profundidad relativa de empotramiento en roca (L/r), según indica la tabla siguiente (adimensional)

l/r	0	2	4	6	8	14
n (v=0)	1.0	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
n (v=0.3)	1.0	1.6	1.8	1.8	1.9	2.0
n (v=0.5)	1.	1.4	1.6	1.6	1.7	1.8

- **Calculo de asentamiento para grupo de pilas**

El asentamiento S_g de un grupo de pilas depende de varios factores, entre ellos se mencionan los siguientes:

- La carga vertical que actúa sobre el grupo, N_g
- Las características geométricas del grupo (B_g, L_g, D, s)
- La deformabilidad general del terreno en la zona de apoyo (E, μ)
- La deformabilidad local del terreno en la zona próxima al contacto del terreno con las pilas.

El grupo de pilas se ha representado por una malla con un numero de columnas m , en cuyas vértices de las pilas con diámetro D , longitud L y con separación s entre filas y columnas. En este caso el ancho (menor dimensión en planta) y la longitud (dimensión mayor en planta) del grupo serian:

$$B_g = (n - 1)s + D$$

$$L_g = (m - 1)s + D$$

Para la definición de la deformabilidad general del terreno, se han obtenido unos parámetros de modelo elástico del terreno, definido por el valor medio de E y de μ en la zona de interés, que resulta ser el volumen de terreno comprendido entre los dos niveles que se mencionan a continuación.

Por encima de las puntas, hasta una altura igual a un tercio de la longitud enterrada de las pilas. Si las pilas están empotradas en roca una altura menor, se considera únicamente la zona de empotramiento en roca, esta altura se ha denominado H1.

Por debajo de las puntas, una profundidad igual al ancho del grupo, B_g.

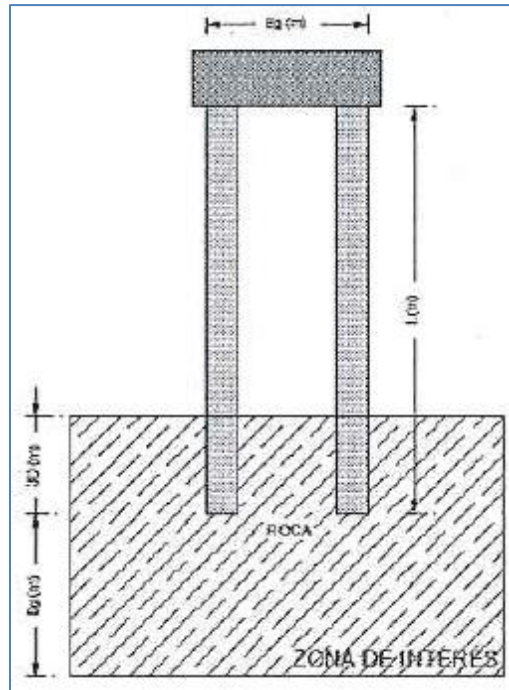


Figura 3.8 Definición de la zona de interés

El asentamiento de los grupos de pilas, es similar al de las cimentaciones superficiales equivalentes cuyo plano de apoyo estuviese ubicado prácticamente en la zona de las puntas, con dimensiones en planta algo mayores que las del grupo según se indica en el numerador de la fórmula que se incluye a continuación, para tener en cuenta el reparto lateral de compresiones transmitidas por el fuste.

El asentamiento del grupo de pilas, S_g, se ha estimado mediante la expresión siguiente:

$$S_g = S_o + 0.8 \frac{N_g(1 - \mu^2)}{E(B_g + H1)(L_g + H1)}$$

Donde:

S_g = *Asentamiento del grupo de pilas (m)*

S_o= *Asentamiento que tendría una pila considerando como pilas aislada y sometida a una varga igual a la media de la que corresponden a cada una de las pilas del grupo (m).*

N_g= *Carga vertical que actúa sobre el grupo (t)*

μ= *valor medio del coeficiente de Poisson de terreno en la zona de interés (adim)*

E=*Valor medio del módulo de elasticidad del terreno en la zona de interés (t/m²)*

B_g= *Menor dimensión en planta de la zapata (m)*

L_g = *Dimensión mayor en planta de la zapata (m)*

CAPÍTULO 4

RESULTADOS OBTENIDOS

4.1 Capacidad de carga obtenida

A partir de la metodología mencionada anteriormente y los parámetros mecánicos de los materiales que conforman la estratigrafía en el sitio donde se desplantará el apoyo P-33, se presentan los resultados de capacidad de carga.

Es importante mencionar que se tomó en cuenta el desplante de la zapata a una profundidad de 6.20 m ($D_f = 5.50 \text{ m} + 0.60 \text{ m de relleno} + 0.10 \text{ m de espesor de plantilla}$) a partir de este nivel se tomaron las longitudes de las pilas.

La capacidad de carga se deriva de la fricción lateral o adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área lateral del contacto, y esta depende en gran medida de la calidad de la superficie de la roca en la zona de empotramiento.

Los cálculos de capacidad de carga se llevaron a cabo despreciando el aporte del suelo de la parte superior del sitio, así también se consideró un factor de perturbación de 0, esto por recomendación de la proyectista SENER.

En la tabla 8 se presenta las capacidades de carga determinadas para las pilas de cimentación del apoyo P-33 y en el Anexo 1 se agrega la memoria de cálculo correspondiente.

D=1.50 m, L=4.50 m, Df=10.70 m (Lmin, Columna Tipo Delta)			
Análisis	Capacidad requerida (KN)	Capacidad calculada(KN)	Estado
Maxima strength	10,000.00	10,260.00	Cumple
Sismo compresión	13,100.00	21,336.26	Cumple
Sismo tensión	-3,800.00	-14,923.61	Cumple

(-)Convenio de signos

Tabla 4.1 Capacidades de carga requeridas y calculadas de las pilas de cimentación para el apoyo P-33

4.2 Coeficiente de balasto

A partir de las formulaciones mencionadas anteriormente y los parámetros mecánicos de los materiales que conforman la estratigrafía en el sitio del apoyo P-33, se presentan los resultados de coeficiente de balasto en la tabla 9.

Estrato			Sup	Inf	d	γ_m	sv	z	v	Es	Esdinámico	EI	Mod Reacción Hor. Estático	Mod Reacción Hor. Dinámico
	N				m	kN/m ³	kN/m ²	m		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³
1	17	Arenas	0.00	1.80	1.80	18.52	33.34	1.80						
2	2	Arenas	1.80	3.80	2.00	18.52	37.04	3.80						
3	30	Arenas	3.80	4.20	0.40	14.40	5.76	4.20						
3	30	Arenas	4.20	4.40	0.20	14.40	2.88	4.40						
4	100	Arenas	4.40	6.20	1.80	19.02	34.24	6.00						
5		Roca	6.20	9.80	3.60	21.80	78.48	9.60	0.25	1,216,300.00	2,250,000.00	3,206,035.03	593,623.69	1,155,885.36
6		Roca	9.80	10.70	0.90	21.80	19.62	10.50	0.25	2,263,370.00	3,430,000.00	3,206,035.03	1,163,328.10	1,825,095.54
6		Roca	10.70	16.60	5.90	21.80	128.62	16.40	0.25					
7		Roca	16.60	24.20	7.60	21.80	165.68	18.10						

Tabla 4.2 Coeficientes de balasto a lo largo de las pilas de cimentación del apoyo P-33

4.3 Asentamientos

Con las formulaciones que se indicaron con anterioridad y los parámetros mecánicos que conforma la estratigrafía del sitio del apoyo P-33, se presentan a continuación los resultados de los asentamientos.

Para el cálculo de los asentamientos se tomaron en cuenta las cargas indicadas anteriormente y se calcularon las presiones de contacto para cada una de las pilas, así también se calculó el asentamiento del grupo de pilas en cada apoyo.

Apoyo	Presión de contacto (Ton/m ²)	Pila individual (cm)	Grupo de pila (cm)
P-33	577.04	0.423	0.423

Tabla 4.3 Asentamiento calculado para pila individual y para el grupo de pilas

CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en los análisis de capacidad de carga utilizando la metodología de la AASHTO LRFD y ROWE AND ARMITAGE, para el apoyo P-33, podemos concluir que cuando se tiene una calidad de roca mala la AASSTHO LRFD 2012 condiciona a que se considere únicamente el aporte de la capacidad de carga por fuste, despreciando el aporte de capacidad de carga por punta, lo cual hace que los empotres en roca sean considerablemente mayores, sin embargo deja abierto a utilizar teorías como la de ROWE AND ARMITAGE que permite tomar en cuenta el aporte de capacidad de carga de la punta y fuste de acuerdo a las gráficas ROWE AND ARMITAGE (ARMITAGE, 1986), por lo que se concluye que la teoría de ROWE AND ARMITAGE es una teoría con mayor aplicación en donde se tienen roca con mucha alteración ya que nos permite considerar un porcentaje del aporte de la capacidad de carga de la punta.

Al considerar la capacidad de carga de la punta y el fuste (ARMITAGE, 1986), se obtiene una optimización en los empotres en roca, así como una reducción en los asentamientos, ya que el proyecto del TIMT tiene como asentamiento máximo permitido 2.54 cm

De los análisis de capacidad de carga realizados atendiendo la metodología de las AASHTO LRFD y ROWE AND ARMITAGE, para el apoyo P-33, se obtuvieron los siguientes resultados:

Apoyo	Profundidad de desplante (m)	Longitud de Pila (m)	Empotre en roca (m)
P-33	10.70	4.50	4.50

Tabla 4.5- Datos de desplante de la pila, longitud de la pila y empotre en roca

Análisis de asentamientos

Para el diseño de cimentaciones se requiere la revisión de los asentamientos producidos por la presión de contacto en condiciones de servicio, los asentamientos obtenidos que se determinaron fueron como se muestra en la tabla 13, estos de acuerdo con los requerimientos del proyecto se consideran admisibles.

Apoyo	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento de proyecto (cm)	Asentamientos en grupo de pilas (cm)	ESTADO
P-33	577.04	2.54	0.423	Cumple

Tabla 4.6- Asentamientos obtenidos

Notación

- α Factor de adhesión aplicada a S_u (adimensional)
- β Coeficiente de relación con la presión vertical efectiva y la unidad de fricción lateral de la pila o perforación de la pila (adimensional)
- σ'_v Esfuerzo vertical efectivo (ksf)
- φ_{qp} Factor de resistencia por punta de acuerdo con la tabla 10.5.5.2.4-1
- φ_{qs} Factor de resistencia por fuste de acuerdo con la tabla 10.5.5.2.4-1
- A_p Área de la punta de la pila o micropilote (in²)
- A_s Superficie del área lateral de la pila (in²)
- C_N Factor de corrección de sobrecarga del suelo para N (adimensional)
- ER** Eficiencia del martinete expresado en porcentaje teórico de la energía de caída libre emitido por el sistema utilizado (automático o convencional)
- N** Número de golpes sin corregir (golpes / ft)
- N₆₀** Número de golpes SPT corregido por la eficiencia del martinete (golpes/ft)
- P_a Presión atmosférica (=2.12 ksf)
- q_p Unidad de resistencia por punta de una pila o micropila (ksf)
- q_s Unidad de resistencia lateral de una pila o micropila (ksf)
- R_n Resistencia nominal factorizada de una base, pila o micropila (kips)
- R_p Resistencia por punta (kips)
- R_R Capacidad de carga factorizada de una pila o pilote
- R_s Resistencia lateral, fuste (kips)
- R_T Capacidad de carga contra arrancamiento, tensión (kips)
- S_u Resistencia al corte no drenado (ksf)
- Z** Profundidad bajo la superficie (ft)

Referencias

- AASHTO, A. A. o. S. H. a. T., 2012. *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. LRFDUS-6 ed. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ARMITAGE, R. R. & H., 1986. *A DESIGN METHOD FRO DRILLED PIERS IN SOFT ROCK*. CANADA, CAN. GEOTECH. J.
- Bowles, J. E., 1997. *Foundation Analysis and Design*. 5 ed. Singapore: McGraw-Hill.
- Brown, E., 1891. *Rock Characterization, Testing and monitoring. ISRM suggested methods*. Commision on testing and monitoring ed. s.l.:Pergamon Press.
- E. HOEK, M. D., 2005. *EMPIRICAL ESTIMATION OF ROCK MASS MODULUS*. CANADA, INTERNATIONAL JOURNAL OF ROCK MECHANICS & MINING SCIENCES .
- Federico Mooser, A. M. y. A. Z., 1996. *Nuevo Mapa Geológico de las Cuencas de México, Toluca y Puebla - Estratigrafía, Tectónica Regional y Aspectos Geotérmicos*. Primera ed. México: CFE.
- IDEAM, 2016. *Diseño Delta en Apoyo P-33, Viaducto 2*. 1a ed. Madrid: IDEAM S.A.
- Luis I. González de Vallejo, M. F. L. O. C. O., 2002. *Ingeniería Geológica*. 1a ed. Madrid: Pearson Educación.
- O'Neill, M. W. a. R. L., 1999. *DRILLED SHAFTS CONSTRUCTION PROCEDURES AND DESIGN METHODS*. 1a ed. WASHINGTON D.C: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION - FHWA.
- SCT, 2015. *Secretaría de Comunicaciones y Transportes*. [En línea]
Available at: <http://www.sct.gob.mx/transporte-y-medicina-preventiva/transporte-ferroviario-y-multimodal/tren-interurbano-mexico-toluca/>
[Último acceso: 25 julio 2015].
- SENER, G., 2014. *Memorias Geotécnicas y Estructurales, y Planos de Proyecto Ejecutivo del Tramo I del Tren Interurbano México - Toluca*. 1a ed. México: SENERMEX Ingeniería y Sistemas S.A de C.V.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A., 2001. *Manual de Cimentaciones Profundas*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.
- SSN, 2013. *Servicio Sismológico Nacional*. [En línea]
Available at: http://www2.ssn.unam.mx/website/jsp/region_sismica_mx.jsp
[Último acceso: 30 Abril 2013].

Anexo A

MEMORIA DE CÁLCULO



BUAP

**CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS
EN SUELOS Y EN ROCAS**

APOYOS 2-33

SONDEO AVANCE SAC-33-V2-Y SONDEO SMC-277

- σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo
- q_s : Capacidad de carga por fuste
- q_p : Capacidad de carga por punta
- R_s : Resistencia nominal por fuste
- R_p : Capacidad de carga total factorizada
- R_T : Capacidad de carga a tensión
- ✓ Empotramiento de la pila

Profundidad inicial Zi = 6.20 m
Profundidad final Zf = 10.70 m
Nivel Freático NAF = -
Tipo = Suelo y Roca

Diametro de la pila Dp= 1.50 m
Longitud de la pila L = 4.50 m
Périmetro de la pila Pp = 4.71 m
Área de la punta Ap = 1.77 m²
Resistencia Concreto Fc= 30 Mpa

Prof. Inicial Roca = 6.20 m
L. Pila en Roca = 4.50 m

Análisis
Dinámico

TIPO ZAPATA: Delta
MAX. CARGA (STRENGTH): 10,000.00 kN
Máx. Compresión (EQ): 13,100.00 kN
Máx. Tensión (EQ): - 3,800.00 kN

Estrato	Profundidad [m]		γ [kN/m³]	S_u / q_u [Kpa]	Φ / RQD [°] / [%]	SPT (N) / RMR	JUNTAS	Tipo Roca	Clase de Roca	D	σ'_v Total [kPa]	σ'_v medio [kPa]	σ'_v medio [ksf]	β and α	q_s (ksf)	q_p (ksf)	R_s (kips)	ASSTHO LRFD 2012		ROWE AND ARMITAGE		Prof. pila (m)	Comp.	
	de	a																R_R (kN)	R_T (kN)	R_R (kN)	R_T (kN)			
1	Arenas	0.00	1.80	18.52	31.00	17	ML				33.34	16.67	0.35	1.20	0.42	20.40	-	-	-	-	-	✓	--	
2	Arenas	1.80	3.80	18.52	27.00	2.00	ML				70.38	51.86	1.08	0.25	0.27	2.40	-	-	-	-	-	✓	--	
3	Arenas	3.80	4.40	14.40	33.00	30.00	ML				79.02	74.70	1.56	1.00	1.57	36.00	-	-	-	-	-	✓	--	
4	Arenas	4.40	6.20	19.02	38.00	100.00	SM				113.25	96.13	2.01	0.94	1.88	50.90	-	-	-	-	-	✓	--	
5	Roca	6.20	7.00	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	129.73	121.49	2.54	---	17.90	49.67	726.4	3,231.0	2,584.8	Full Slip	2,584.78	✓	--
5	Roca	7.00	7.50	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	140.03	134.88	2.82	---	17.90	49.67	454.0	5,250.3	4,200.3	Full Slip	4,200.26	✓	--
5	Roca	7.50	8.00	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	150.33	145.18	3.03	---	17.90	49.67	454.0	7,269.7	5,815.8	Full Slip	5,815.75	✓	--
5	Roca	8.00	8.50	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	160.63	155.48	3.25	---	17.90	49.67	454.0	9,289.0	7,431.2	Full Slip	7,431.24	✓	--
5	Roca	8.50	9.00	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	170.93	165.78	3.46	---	17.90	49.67	454.0	11,308.4	9,046.7	Full Slip	9,046.72	✓	Ok
5	Roca	9.00	9.50	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	181.23	176.08	3.68	---	17.90	49.67	454.0	13,327.8	10,662.2	Full Slip	10,662.21	✓	Ok
6	Roca	9.50	9.80	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	187.41	184.32	3.85	---	17.90	49.67	272.4	14,539.4	11,631.5	Full Slip	11,631.50	✓	Ok
6	Roca	9.80	10.00	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	192.31	189.86	3.97	---	23.69	92.43	240.3	15,608.4	12,486.7	Full Slip	12,486.70	✓	Ok
6	Roca	10.00	10.70	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.70	209.46	200.89	4.20	---	19.29	92.43	684.8	18,654.5	14,923.6	Full Slip	14,923.61	✓	Ok
6	Roca	10.70	12.00	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	241.31	225.39	4.71	---	23.69	92.43	1,562.1	25,603.0	20,482.4	Full Slip	20,482.41	✗	Ok
6	Roca	12.00	12.80	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	260.91	251.11	5.24	---	23.69	92.43	961.3	29,879.0	23,903.2	Full Slip	23,903.21	✗	Ok
6	Roca	12.80	15.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	317.89	289.40	6.04	---	17.83	56.04	1,989.5	38,728.5	30,982.8	Full Slip	30,982.79	✗	Ok
6	Roca	15.00	16.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	343.79	330.84	6.91	---	17.83	56.04	904.3	42,751.0	34,200.8	Full Slip	34,200.79	✗	Ok
6	Roca	16.00	17.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	369.69	356.74	7.45	---	17.83	56.04	904.3	46,773.5	37,418.8	Full Slip	37,418.78	✗	Ok
6	Roca	17.00	18.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	395.59	382.64	7.99	---	17.83	56.04	904.3	50,796.0	40,636.8	Full Slip	40,636.78	✗	Ok
6	Roca	18.00	19.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	421.49	408.54	8.53	---	17.83	56.04	904.3	54,818.5	43,854.8	Full Slip	43,854.77	✗	Ok
6	Roca	19.00	20.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	447.39	434.44	9.07	---	17.83	56.04	904.3	58,841.0	47,072.8	Full Slip	47,072.76	✗	Ok
6	Roca	20.00	22.00	25.90	41,520.00	11.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	499.19	473.29	9.88	---	19.01	56.04	1,928.8	67,420.8	53,936.6	Full Slip	53,936.62	✗	Ok
6	Roca	22.00	23.50	25.90	41,520.00	11.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	538.04	518.62	10.83	---	19.01	56.04	1,446.6	73,855.6	59,084.5	Full Slip	59,084.51	✗	Ok
7	Arenas	23.50	26.20	19.30							590.15	564.10	11.78	0.25	2.95	0.00	-	73,855.6	59,084.5	-	Full Slip	59,084.51	✗	--

**CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS
EN SUELOS Y EN ROCAS**

APOYOS 2-33

SONDEO AVANCE SAC-33-V2-Y SONDEO SMC-277

σ'v: Esfuerzo vertical efectivo
 q_s: Capacidad de carga por fuste
 q_p: Capacidad de carga por punta
 R_s: Resistencia nominal por fuste
 R_R: Capacidad de carga total factorizada
 R_T: Capacidad de carga a tensión
 ✓ Empotramiento de la pila

Profundidad inicial Zi = 6.20 m
Profundidad final Zf = 10.70 m
Nivel Freático NAF = -
Tipo = Suelo y Roca

Diametro de la pila Dp= 1.50 m
Longitud de la pila L = 4.50 m
Périmetro de la pila Pp = 4.71 m
Área de la punta Ap = 1.77 m²
Resistencia Concreto Fc= 30 Mpa

Prof. Inicial Roca = **6.20 m**
 L. Pila en Roca: **4.50 m**

Análisis
 Estático

TIPO ZAPATA: Delta
MAX. CARGA (STRENGTH): 10,000.00 kN
Máx. Compresión (EQ): 13,100.00 kN
Máx. Tensión (EQ): - 3,800.00 kN

Estrato	Profundidad [m]		γ [kN/m ³]	S _v / q _u [Kpa]	Φ / RQD [°] / [%]	SPT (N) / RMR	JUNTAS	Tipo Roca	Clase de Roca	D	σ'v Total [kPa]	σ'v medio [kPa]	σ'v medio [ksf]	β and α	q _s (ksf)	q _p (ksf)	R _s (kips)	ASSTHO LRFD 2012		ROWE AND ARMITAGE		Prof. pila (m)	Comp.	
	de	a																R _R (kN)	R _T (kN)	R _R (kN)	R _T (kN)			
1	Arenas	0.00	1.80	18.52		31.00	17	ML			33.34	16.67	0.35	1.20	0.42	20.40	-	-	-	-	-	-	✓	--
2	Arenas	1.80	3.80	18.52		27.00	2.00	ML			70.38	51.86	1.08	0.25	0.27	2.40	-	-	-	-	-	-	✓	--
3	Arenas	3.80	4.40	14.40		33.00	30.00	ML			79.02	74.70	1.56	1.00	1.57	36.00	-	-	-	-	-	-	✓	--
4	Arenas	4.40	6.20	19.02		38.00	100.00	SM			113.25	96.13	2.01	0.94	1.88	50.90	-	-	-	-	-	-	✓	--
5	Roca	6.20	7.00	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	129.73	121.49	2.54	---	17.90	49.67	726.4	1,777.0	1,292.4	Full Slip	1,292.39	✓	--
5	Roca	7.00	7.50	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	140.03	134.88	2.82	---	17.90	49.67	454.0	2,887.7	2,100.1	Full Slip	2,100.13	✓	--
5	Roca	7.50	8.00	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	150.33	145.18	3.03	---	17.90	49.67	454.0	3,998.3	2,907.9	9,799.05	2,907.88	✓	--
5	Roca	8.00	8.50	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	160.63	155.48	3.25	---	17.90	49.67	454.0	5,109.0	3,715.6	11,972.15	3,715.62	✓	--
5	Roca	8.50	9.00	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	170.93	165.78	3.46	---	17.90	49.67	454.0	6,219.6	4,523.4	14,048.31	4,523.36	✓	--
5	Roca	9.00	9.50	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	181.23	176.08	3.68	---	17.90	49.67	454.0	7,330.3	5,331.1	16,063.76	5,331.10	✓	--
6	Roca	9.50	9.80	20.60	36,800.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	187.41	184.32	3.85	---	17.90	49.67	272.4	7,996.7	5,815.8	17,254.63	5,815.75	✓	--
6	Roca	9.80	10.00	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	192.31	189.86	3.97	---	23.69	92.43	240.3	8,584.6	6,243.3	18,350.64	6,243.35	✓	--
6	Roca	10.00	10.70	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.70	209.46	200.89	4.20	---	19.29	92.43	684.8	10,260.0	7,461.8	21,336.26	7,461.81	✓	Ok
6	Roca	10.70	12.00	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	241.31	225.39	4.71	---	23.69	92.43	1,562.1	14,081.7	10,241.2	28,282.52	10,241.21	✗	Ok
6	Roca	12.00	12.80	24.50	68,480.00	21.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	260.91	251.11	5.24	---	23.69	92.43	961.3	16,433.5	11,951.6	32,540.04	11,951.60	✗	Ok
6	Roca	12.80	15.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	317.89	289.40	6.04	---	17.83	56.04	1,989.5	21,300.7	15,491.4	41,145.34	15,491.40	✗	Ok
6	Roca	15.00	16.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	343.79	330.84	6.91	---	17.83	56.04	904.3	23,513.0	17,100.4	45,042.64	17,100.39	✗	Ok
6	Roca	16.00	17.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	369.69	356.74	7.45	---	17.83	56.04	904.3	25,725.4	18,709.4	48,891.71	18,709.39	✗	Ok
6	Roca	17.00	18.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	395.59	382.64	7.99	---	17.83	56.04	904.3	27,937.8	20,318.4	52,685.56	20,318.39	✗	Ok
6	Roca	18.00	19.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	421.49	408.54	8.53	---	17.83	56.04	904.3	30,150.2	21,927.4	56,446.45	21,927.38	✗	Ok
6	Roca	19.00	20.00	25.90	41,520.00	8.00	49.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	447.39	434.44	9.07	---	17.83	56.04	904.3	32,362.5	23,536.4	60,235.69	23,536.38	✗	Ok
6	Roca	20.00	22.00	25.90	41,520.00	11.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	499.19	473.29	9.88	---	19.01	56.04	1,928.8	37,081.4	26,968.3	68,810.26	26,968.31	✗	Ok
6	Roca	22.00	23.50	25.90	41,520.00	11.00	53.00	Abiertas	D	Basalto	0.00	538.04	518.62	10.83	---	19.01	56.04	1,446.6	40,620.6	29,542.3	75,377.74	29,542.25	✗	Ok
7	Arenas	23.50	26.20	19.30							590.15	564.10	11.78	0.25	2.95	0.00	-	-	40,620.6	29,542.3	-	29,542.25	✗	--

FACTORES ADOPTADOS															
Estrato	Profundidad [m]		MR	Ei	Er _b	Er/Ei	αE	m	s	L/D	Er _i	Er _{med}	Ep/Er	Eb/Er	
	de	a													
1															
2															
3															
4															
5	Roca	6.20	7.00	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.68	0.311	9.0E-05	0.53	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
5	Roca	7.00	7.50	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.68	0.311	9.0E-05	0.87	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
5	Roca	7.50	8.00	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.68	0.311	9.0E-05	1.20	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
5	Roca	8.00	8.50	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.68	0.311	9.0E-05	1.53	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
5	Roca	8.50	9.00	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.68	0.311	9.0E-05	1.87	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
5	Roca	9.00	9.50	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.68	0.311	9.0E-05	2.20	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
6	Roca	9.50	9.80	350	12,880.00	3,496.24	0.27	0.682	0.311	9.0E-05	2.40	3496.2	3,496.24	5.48	1.00
6	Roca	9.80	10.00	350	23,968.00	6,506.04	0.27	0.682	0.311	9.0E-05	2.53	3496.2	3,496.24	5.48	1.86
6	Roca	10.00	10.70	350	23,968.00	2,263.37	0.09	0.539	0.311	9.0E-05	3.00	6506.0	3,746.02	5.12	0.60
6	Roca	10.70	12.00	350	23,968.00	6,506.04	0.27	0.682	0.311	9.0E-05	3.87	2263.4	3,561.95	5.38	1.83
6	Roca	12.00	12.80	350	23,968.00	6,506.04	0.27	0.682	0.311	9.0E-05	4.40	6506.0	3,762.47	5.10	1.73
6	Roca	12.80	15.00	350	14,532.00	3,041.59	0.21	0.640	0.311	9.0E-05	5.87	6506.0	3,938.16	4.87	0.77
6	Roca	15.00	16.00	350	14,532.00	3,041.59	0.21	0.640	0.311	9.0E-05	6.53	3041.6	3,860.67	4.97	0.79
6	Roca	16.00	17.00	350	14,532.00	3,041.59	0.21	0.640	0.311	9.0E-05	7.20	3041.6	3,795.47	5.05	0.80
6	Roca	17.00	18.00	350	14,532.00	3,041.59	0.21	0.640	0.311	9.0E-05	7.87	3041.6	3,739.85	5.13	0.81
6	Roca	18.00	19.00	350	14,532.00	3,041.59	0.21	0.640	0.311	9.0E-05	8.53	3041.6	3,691.86	5.19	0.82
6	Roca	19.00	20.00	350	14,532.00	3,041.59	0.21	0.640	0.311	9.0E-05	9.20	3041.6	3,650.02	5.25	0.83
6	Roca	20.00	22.00	350	14,532.00	3,944.67	0.27	0.682	0.311	9.0E-05	10.53	3041.6	3,613.23	5.31	1.09
6	Roca	22.00	23.50	350	14,532.00	3,944.67	0.27	0.682	0.311	9.0E-05	11.53	3944.7	3,629.96	5.28	1.09
7															

VARIABLES ROWE AND ARMITAGE																
Estrato	Profundidad [m]		Esp. Capa	L _{emp} m	Q _{s_fs} (kN)	Q _t (kN)	(Q _b /Q _t) _{fs}	1-(Q _b /Q _t)	Qt_Fs (kN)	Tipo	T _{avg} /T _f	Qs_ps (kN)	(Q _b /Q _t) _{ps} (kN)	1- (Q _b /Q _t) _{ps} (kN)	Qt_ps (kN)	
	de	a														
1					-							-	-	-		
2					-							-	-	-		
3					-							-	-	-		
4					-							-	-	-		
5	Roca	6.20	7.00	0.80	0.80	3,230.99	10,000.00	0.396	0.60	5,349.51	Full Slip	-	-	-		
5	Roca	7.00	7.50	0.50	1.30	5,250.36	10,000.00	0.350	0.65	8,081.18	Full Slip	-	-	-		
5	Roca	7.50	8.00	0.50	1.80	7,269.72	10,000.00	0.311	0.69	10,547.31	Part Slip	0.95	6,906.24	0.295	0.705	9,799.05
5	Roca	8.00	8.50	0.50	2.30	9,289.09	10,000.00	0.277	0.72	12,843.37	Part Slip	0.95	8,824.64	0.263	0.737	11,972.15
5	Roca	8.50	9.00	0.50	2.80	11,308.46	10,000.00	0.248	0.75	15,031.10	Part Slip	0.95	10,743.03	0.235	0.765	14,048.31
5	Roca	9.00	9.50	0.50	3.30	13,327.82	10,000.00	0.223	0.78	17,151.79	Part Slip	0.95	12,661.43	0.212	0.788	16,063.76
6	Roca	9.50	9.80	0.30	3.60	14,539.44	10,000.00	0.210	0.790	18,404.16	Part Slip	0.95	13,812.47	0.199	0.801	17,254.63
6	Roca	9.80	10.00	0.20	3.80	15,608.45	10,000.00	0.202	0.798	19,561.04	Part Slip	0.95	14,828.03	0.192	0.808	18,350.64
6	Roca	10.00	10.70	0.70	4.50	18,654.61	10,000.00	0.178	0.822	22,702.92	Part Slip	0.95	17,721.88	0.169	0.831	21,336.26
6	Roca	10.70	12.00	1.30	5.80	25,603.14	10,000.00	0.147	0.853	30,028.36	Part Slip	0.95	24,322.98	0.140	0.860	28,282.52
6	Roca	12.00	12.80	0.80	6.60	29,879.15	10,000.00	0.134	0.866	34,518.60	Part Slip	0.95	28,385.20	0.128	0.872	32,540.04
6	Roca	12.80	15.00	2.20	8.80	38,728.68	10,000.00	0.111	0.889	43,582.28	Part Slip	0.95	36,792.24	0.106	0.894	41,145.34
6	Roca	15.00	16.00	1.00	9.80	42,751.19	10,000.00	0.104	0.896	47,687.01	Part Slip	0.95	40,613.63	0.098	0.902	45,042.64
6	Roca	16.00	17.00	1.00	10.80	46,773.70	10,000.00	0.096	0.904	51,738.08	Part Slip	0.95	44,435.02	0.091	0.909	48,891.71
6	Roca	17.00	18.00	1.00	11.80	50,796.21	10,000.00	0.088	0.912	55,727.69	Part Slip	0.95	48,256.40	0.084	0.916	52,685.56
6	Roca	18.00	19.00	1.00	12.80	54,818.72	10,000.00	0.081	0.919	59,680.82	Part Slip	0.95	52,077.79	0.077	0.923	56,446.45
6	Roca	19.00	20.00	1.00	13.80	58,841.23	10,000.00	0.076	0.924	63,665.94	Part Slip	0.95	55,899.17	0.072	0.928	60,235.69
6	Roca	20.00	22.00	2.00	15.80	67,421.09	10,000.00	0.073	0.927	72,716.29	Part Slip	0.95	64,050.04	0.069	0.931	68,810.26
6	Roca	22.00	23.50	1.50	17.30	73,855.98	10,000.00	0.073	0.927	79,656.57	Part Slip	0.95	70,163.18	0.069	0.931	75,377.74
7					-								-	-	-	

COMPROBACIÓN					
Estrato	Carga que transmite		Carga que resiste		Verificación
	Qb (kN)	Qs (kN)	Qp (kN)	Qs (kN)	
1	-	-	-	-	--
2	-	-	-	-	--
3	-	-	-	-	--
4	-	-	-	-	--
5	-	-	-	-	--
5	-	-	-	-	--
5	2,952.13	7,047.87	2,100.61	3,453.12	--
5	2,629.03	7,370.97	2,100.61	4,412.32	--
5	2,352.79	7,647.21	2,100.61	5,371.52	--
5	2,118.01	7,881.99	2,100.61	6,330.72	--
6	1,994.92	8,005.08	2,100.61	6,906.24	--
6	1,919.61	8,080.39	3,908.95	7,414.01	--
6	1,694.01	8,305.99	3,908.95	8,860.94	Ok
6	1,400.00	8,600.00	3,908.95	12,161.49	Ok
6	1,276.84	8,723.16	3,908.95	14,192.60	Ok
6	1,057.98	8,942.02	2,370.03	18,396.12	Ok
6	983.29	9,016.71	2,370.03	20,306.81	Ok
6	911.54	9,088.46	2,370.03	22,217.51	Ok
6	840.68	9,159.32	2,370.03	24,128.20	Ok
6	773.95	9,226.05	2,370.03	26,038.89	Ok
6	719.92	9,280.08	2,370.03	27,949.59	Ok
6	691.79	9,308.21	2,370.03	32,025.02	Ok
6	691.79	9,308.21	2,370.03	35,081.59	Ok
7	-	-	-	-	--

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS EN VIADUCTO 1E DEL TREN INTERURBANO

PROYECTO: TREN MÉXICO TOLUCA

ASUNTO: DISEÑO DE PILAS

TIPO: CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS POR FRICCIÓN Y PUNTA

ESTRUCTURA: APOYO 2-33

ÁREA: GEOTECNIA

FECHA: 28/10/2016



CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN ROCA

CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE PARA UNA PILA INDIVIDUAL

$$S_{TOTAL} = S_e + S_{base}$$

$$S_e = p_{total}(l_0 + l)/E_c$$

$$S_{base} = \frac{(\pi/2)P_{end}(1-v^2)r}{E_r n}$$

l/r	0	2	4	6	8	14
n (v=0)	1.0	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
n (v=0.3)	1.0	1.6	1.8	1.8	1.9	2.0
n (v=0.5)	1.	1.4	1.6	1.6	1.7	1.8

Se	0.0010709	m
Sbase	0.0031572	m
B =	1.50	m
Ap	1.77	m ²

Stotal = 0.004 m
0.423 cm

S_p = Asentamiento total de la cabeza de una pila

S_e = Acortamiento elástico de la pila

S_{base} = Asentamiento de la base de la pila

RT Carga máxima de la pila	1019.72 ton
Ptotal Esfuerzo de compresión a la que se encuentra la pila	577.04 t/m ²
E_c Módulo de elasticidad del concreto de la pila	2424871.13 t/m ²
L=l₀+l longitud de la pila	
v coeficiente de poisson	0.3
E_r Módulo de elasticidad del macizo rocoso	195943.5 t/m ²
n factor de empotramiento	1
r radio de la pila	0.75
f'c resistencia del concreto	300 kg/cm ²
L Longitud de la pila	4.50 m
l₀	4.50 m
l	0.00 m
l/r	0.0

CALCULO DEL ASENTAMIENTO EN EL GRUPO DE PILAS (S_g)

$$S_g = S_0 + 0.8 \frac{N_g(1-v^2)}{E(B_g + H_1)(L_g + H_1)}$$

B_g =	42
L_g =	19.5
S_g =	0.004 m
	0.423 cm

$$B_g = (n - 1)s + D$$

$$L_g = (m - 1)s + D$$

s_g Asiento del grupo de pilas

s₀ Asiento que tendrá una pila considerando como pila aislada y sometida a una carga axial igual a la media que corresponden a cada una de las pilas del grupo

N_g Carga vertical que actúa sobre el grupo 2000.00 ton

v Valor medio del coeficiente de poisson 0.30

E valor medio del modulo de elasticidad del terreno 195943.53 t/m²

B_g menor dimensión en la planta de la zapata

L_g dimencion mayor en planta de la zapata

H₁ empotramiento en roca 4.50

n numero de filas 10.00

s separacion de las pilas 4.50 m

m numero de columnas 5.00

D diámetro de la pila 1.50 m

L Longitud de la pila 4.50 m



ANEXO B

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SMC-277



BUAP

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES		CONSTRUCIONES DE PROYECTOS		FECHA DE INICIO DE SONDEO:		EMPRESA DE SONDEOS:		PROFUNDIDAD DEL SONDEO (m):		BORDEO:															
TREN INTERURBANO MÉXICO - TOLLUCA		SABE de México, S.A. de CV		17/02/14		VORSEVI		36.0		SMC-277															
TRAMO 1: KM 0+000.00 A KM 36+100.00		DADO DE		19/02/14		MÁQUINA Y MODELO:		PROFUNDIDAD DEL N.º F. (m):		M:															
				COORDENADAS (UTM):		PERFORISTA:		28+822		FOTO N.º:															
				X = 495 046 67		MOJEL NAVARRETE		2		2-62															
				Y = 2 132 295 38		SUPERVISOR:		1		3															
				Z = 2 876 17		JOSE MARIA AYALA																			
PROFUNDIDAD (m)	DIAMETRO (cm) DE INSTRUMENTACIÓN	AGUA	COLUMNARITOLÓGICA	DESCRIPCIÓN	RECUPERACIÓN (%)	MAESTRÍA	PROFUNDIDAD MAESTRÍA (m)	GOPEO	N.º DE GOLPES (m)	HUMEDAD NATURAL (%)	GRAMULOMETRÍA (%)	LÍMITES DE ATTERBERG (%)	CLASIFICACIÓN BUIS	POTENCIAL FINES	PESO VOLUMÉTRICO (HUMED.) (g/m³)	PESO VOLUMÉTRICO (SECO) (g/m³)	DENSIDADES (g/cm³)	TRIAJAL (L)	CORTE DIRECTO	COMPRESIÓN SIMPLE (kN)	MAESTRÍA ORGANICA (%)	CARBONATOS (%)	SULFATOS (%)	OBSERVACIONES	
0.0				RELLENOS ANTRÓPICOS, TERMIPLÉN DE LA AUTOPISTA DE CUOTLA MÉXICO-TOLLUCA.		SPT-1	0.00	15-15-6-9																	
1.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SPT-2	0.60	6-15-15-17																	
2.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SPT-3	1.20	1-1-1-2																	
3.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SPT-4	2.40	1-2-1-4																	
4.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SPT-5	3.00	3-1-1-2																	
5.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SHMEL-1	3.60																		
6.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SPT-6	4.80	15-15-14-4																	
7.0				Lineas artificiales de terminalización, tipo arena, de consistencia "firme a muy firme". Poco a nada plásticas. Base de humedades.		SPT-7	6.00	10-10-10-10																	
8.0				CONTINUA FORMATO REGISTRO ROCA																					
9.0																									
10.0																									



ANEXO C



LABORATORIOS DE PROBETAS DE ROCA DEL SAC-33-V2



BUAP

RODIER INGENIERÍA S.A. DE C.V. Ponle por la Seguridad

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE Y DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (ASTM C7012-10 C-D)


OBRA: TREN INTERURBANO MÉXICO TOLUCA, TRAMO FERROVIARIO ZIMACANTEPEC KILOMETRO 36+150

LOCALIZACIÓN: P-35 KM 28 + TNE-754 **COORDENADAS:** **FECHA:** 18/05/2016



SONDEO: SAC-33 V2 **PROFUNDIDAD:** 6.20 - 6.30 **MUESTRA:** I

ALTIMETRIA (m)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA FRENAL (mm ²)	LONGITUD (m)	MASA DEL ESPERÓN (g)
1.25	6.76	17.81		0.75

CARGA AÑAL (kN)	DEFORMACIÓN NOMINAL (%)	INDICADOR No. 1 (mm)	INDICADOR No. 2 (mm)	INDICADOR No. 3 (mm)	INDICADOR No. 4 (mm)	DEFORMACIÓN AXIAL PROMEDIO (mm)	DEFORMACIÓN DIAMETRAL PROMEDIO (mm)	DEFORMACIÓN AXIAL UNITARIA	DEFORMACIÓN DIAMETRAL UNITARIA
3.0	1.05	1.5	4.2			0.04		1.85-04	
5.0	2.05	2.2	7.2			0.07		1.18-04	
7.0	4.06	3.0	10.0			0.09		6.13-04	
10.0	5.92	39.0	14.0			0.12		3.25-04	
15.0	8.07	14.0	15.0			0.17		1.87-04	
20.0	11.194	14.0	14.0			0.25		2.14-04	
30.0	16.740	14.0	11.0			0.35		2.95-04	
40.0	23.538	16.0	11.0			0.45		4.57-04	

Carga Axial Última F = 41.43 kN	Resistencia a la compresión cu = 23.124 Mpa	θ Falta 50°
Módulo de elasticidad E1.50 N = 3.29E+05 N/m ²	Reflexión de Poisson ν = N/A	

OBSERVACIONES: LA MUESTRA PRESENTA UNA GRAN CANTIDAD DE DEFECTOS

REALIZÓ  TEC. 572 MARCOS FIGUEROA CALZADA	REVISÓ  ING. JUAN CARLOS RODRIGUEZ	AUTORIZÓ  ING. JOSE LUIS RICO DE PÉREZ
---	--	--

OFICINA CENTRAL: Vía Jirón 1214 Col. Trazo Chulabasco C. P. 34228 • CDHU • Delegación Cuicuilco
 • Tel: 545 5400 • 5445 5400 • Email: info@rodier.com.mx

LABORATORIO CONCRETO Y ACERO:
 Av. Río Chantlú s/n. No. 40 Col. Trazo Miraflores
 Del. San Andrés Bernaldo de Quirós C.P. 34245

PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL SIN AUTORIZACIÓN POR ESCRITO DE RODIER INGENIERÍA S.A. DE C.V.



ROCHER INGENIERIA S.A. DE C.V.

Placido por la Seguridad

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE Y DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (ASTM-D7012-10-C-D)

OBRA: TREN INTERURBANO MÉXICO TOLUCA, TRAMO FERROVIARIO ZINACANTEPEC-KILOMETRO 36+150
 LOCALIZACIÓN: P-33 KM 28 + 798.758 COORDENADAS: FECHA: 20/05/2016
 SONDEO: SAC-33-V2 PROFUNDIDAD: 9.80 - 10.40 m MUESTRA: 7

ALTURA (cm)	9.54	DIAMETRO (cm)	4.77	AREA REDIAL (cm ²)	17.85	MASA DEL ESPONDER (g)	495
-------------	------	---------------	------	--------------------------------	-------	-----------------------	-----

CARGA AXIAL (kN)	ESFUERZO NORMAL Fc (Mpa)	INDICADOR No. 1 (x10 ³) milras	INDICADOR No. 2 (x10 ³) milras	INDICADOR No. 3 (diámetro) (mm)	INDICADOR No. 4 (diámetro) (mm)	DEFORMACIÓN AXIAL PROMEDIO (mm)	DEFORMACIÓN DIAMETRAL PROMEDIO (mm)	DEFORMACIÓN AXIAL UNITARIA	DEFORMACIÓN DIAMETRAL UNITARIA
2.5	1.401	2.0	5.0			0.04		3.67E-04	
5.0	2.801	3.0	6.0			0.05		4.72E-04	
7.5	4.202	4.0	8.0			0.06		6.29E-04	
10.0	5.603	5.0	11.0			0.09		8.91E-04	
15.0	8.404	6.0	14.0			0.11		1.15E-03	
20.0	11.206	10.0	18.0			0.14		1.47E-03	
30.0	16.809	14.0	23.0			0.19		1.94E-03	
40.0	22.412	18.0	27.0			0.23		2.36E-03	
50.0	28.015	22.0	32.0			0.27		2.82E-03	
60.0	33.618	26.0	37.0			0.32		3.32E-03	
70.0	39.221	30.0	41.0			0.36		3.72E-03	
80.0	44.824	33.0	45.5			0.39		4.21E-03	
90.0	50.427	38.0	51.0			0.45		4.68E-03	
100.0	56.030	41.0	56.0			0.48		5.19E-03	

Carga Axial Última F _u = 141.18 kN	Resistencia a la compresión q _u = 79.103 Mpa	Ø Falla 52°
--	--	----------------

Módulo de elasticidad Et 50 % = 1.05E+04 N/m ²	Relación de Poisson ν = N/A
--	--------------------------------



OBSERVACIONES:

REALIZÓ <i>[Signature]</i> ING. JOSÉ MANUEL FIGUEROA CALLEJAS	REVISÓ <i>[Signature]</i> ING. MARIBEL DE JESUS RIVERA	AUTORIZÓ <i>[Signature]</i> ING. JOSÉ LUIS ROCHER PÉREZ
---	--	---

ORIGINA CENTRAL
 Via México S/Cal. Prado Churebuseo C.P. 84210 • CDMX • Delegación Coyocacán
 •tel: (549) 5489 - 5445 5443 • email: rocheringenieria@prodigy.net.mx

LABORATORIO CONCRETO / IBCSAS
 Av. No. Churebuseo No. 88 Col. Emélio Miravalle
 Del. Benito Juárez, CDMX C.P. 02410

PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL SIN AUTORIZACIÓN POR ESCRITO POR SER DE CARÁCTER CONFIDENCIAL Y PARA USO EXCLUSIVO DE ROCHER INGENIERIA S.A. DE C.V.



BUAP









ANEXO D

PLANO PARA ZAPATA CON PILAS TIPO DELTA

