

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES



INFORME DE PRÁCTICA SUPERVISADA

ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LA PLATAFORMA DE LAS VIAS DEL FERROCARRIL GENERAL BELGRANO EN EL RAMAL C12-C-C15, ENTRE LAS LOCALIDADES DE JOAQUIN V. GONZALEZ y EMBARCACION, PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

Autor: Gurmendez Gonzalo Omar

Tutor FCEFyN: Dr. Ing. Juan José Clariá.

Tutor Externo: Ing. Ricardo Viguera

Entidad Receptora: CIM-GROUP SRL

Carrera: Ingeniería Civil – Plan 2005

Junio de 2018

AGRADECIMIENTOS

A Dios por guiarme y acompañarme en este camino.

Agradezco a todas las personas que me ayudaron a realizar este trabajo y en especial a mi familia que me ayudó en cada momento.

A Pamela por el constante aliento, sus palabras de motivación y su compañía en este recorrido.

Quiero agradecer al Ingeniero Ricardo Viguera, mi supervisor externo, que aparte de ser una gran persona y compañero me transmitió todos sus conocimientos y experiencias en la Ingeniería.

Al Ingeniero Juan José Clariá, mi tutor en esta práctica, por su apoyo, labor, información y buena predisposición a lo largo de esta práctica.

Amigos y compañeros, que fueron parte de este proceso, compartiendo el día a día y apoyando en cada momento.

RESUMEN

El presente informe técnico resume los trabajos realizados durante la Práctica Supervisada del alumno Gurmendez Gonzalo, para cumplimentar con los requerimientos y adquirir el título de Ingeniero Civil en la facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

La misma, fue desarrollada en la empresa CIM-GROUP Consultora de Ingeniería Mediterránea, entre los meses de agosto y octubre del año 2017. **CIM-GROUP** es una empresa constituida a partir de la concurrencia de profesionales especialistas con una importante formación a nivel de posgrado y con una amplia experiencia en diferentes áreas de la Ingeniería, con antecedentes de nivel internacional en la consideración global de las Obras Civiles. La actividad profesional de los Ingenieros que integran la Consultora permite abarcar diferentes actividades, sintetizándose éstas en: Ingeniería Geotécnica, Prospección Geofísica, Ensayos No Destructivos, Geología y Geomorfología, Sensores Remotos, Ingeniería Ambiental, Impacto Ambiental, Diseño y Cálculo de Estructuras.

Los tutores designados para el seguimiento del alumno durante la ejecución de la Práctica Supervisada fueron el Dr. Ing. Juan José Clariá por parte de la Universidad Nacional de Córdoba y el Ing. Ricardo F. Viguera por parte de la empresa.

Las actividades del alumno dentro de la empresa fueron asignadas por el Tutor Externo, el Ing. Ricardo Viguera, quien se desempeña como socio gerente de la Empresa.

El alumno participó del Proyecto: "Servicio de consultoría para realizar estudios de suelo sobre la plataforma de las vías del ferrocarril General Belgrano en el ramal C12-C-C15, entre las localidades de Joaquin V. Gonzalez (PK 1082+082) y Embarcación (PK 1311+735), Provincias de Salta y Jujuy". Tramo III: Palomitas - La Mendieta. El objetivo principal del Proyecto fue determinar las condiciones geotécnicas actuales de la plataforma de las vías del tramo entre las localidades de Palomitas y La Mendieta que conforman el ramal C12-C-C15 del Ferrocarril General Belgrano.

El alumno, se dedicó específicamente a las tareas de recopilación de información del proyecto para el posterior análisis de ensayos previstos, coordinación con personal de

campo para recepción de muestras y planillas, verificación de plazos de ejecución, evaluación y descripción de las muestras, control y supervisión de los ensayos de laboratorio, gestión de compras de elementos necesarios para la realización de ensayos de laboratorio, tareas de oficina confeccionando planillas para pasar en formato digital los valores obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, análisis de resultados, elaboración de conclusiones y recomendaciones, participación en la confección del Informe Final.

Los resultados de la Práctica Supervisada desarrollada en la empresa CIM-GROUP fueron volcados en el presente Informe Técnico, el cual consta de seis capítulos.

En el Capítulo 1 se realiza una introducción al trabajo realizado durante la Práctica Supervisada.

Posteriormente, el Informe se encuentra dividido en dos partes. Una primera incluye los Capítulos 2, 3 y 4 referidos a una descripción de parte de los ensayos in-situ realizados para el trabajo de consultoría, los cuales estuvieron a cargo del alumno. La segunda se compone del Capítulo 5 donde se presenta el Informe Final presentado por la Empresa CIM.

En el Capítulo 2 se describen el Ensayos SPT (Ensayo de Penetración Estándar) y el Ensayo con cono de tipo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).

En el Capítulo 3 se detalla el Ensayo CBR (California Bearing Ratio) en sus versiones in-situ y en laboratorio

En el Capítulo 4, se especifica el ensayo de Plato de Carga Vertical.

En el Capítulo 5, se presenta el Informe Final presentado por la Empresa CIM-GROUP, donde se detalla el objetivo del Informe, la ubicación de la obra, el trabajo propuesto, los ensayos realizados, resultados y conclusiones.

Finalmente, en el Capítulo 6 se exponen las principales conclusiones a las que se arribó luego de la experiencia laboral durante la Práctica Supervisada.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	2
RESUMEN.....	3
CAPÍTULO 1	15
INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 ENSAYOS DE CAMPO.....	16
1.2 ENSAYOS DE LABORTORIO	17
1.3 FUNCIONES DEL ALUMNO DENTRO DEL ESTUDIO Y ORGANIZACIÓN DE LA MONOGRAFÍA	17
CAPÍTULO 2	21
ENSAYOS IN SITU PARA DETERMINAR CAPACIDAD DE CARGA	21
2. 1 - INTRODUCCION.....	21
2. 2 - MÉTODO ESTANDAR DE ENSAYO DE PENETRACIÓN (S.P.T.).....	22
2.2.1 Correlaciones con el número de golpes N del ensayo SPT y las propiedades mecánicas del suelo	26
2.2.1.1 Suelos friccionales o no cohesivos.....	26
2.2.1.2 Suelos cohesivos	28
2.2.2 Presentación de resultados en el ensayo SPT	29
2.2.3 Interpretación de resultados	30
2. 3 - CONO DINÁMICO DE PENETRACIÓN D. P.....	33
2.3.1 Ensayo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).....	35
2.3.1.1 Presentación de resultados en el ensayo DPSH	35

2.3.1.2 Interpretación de resultados.....	36
CAPÍTULO 3	39
ENSAYOS PARA DETERMINAR EL VALOR SOPORTE RELATIVO EN SUELOS . 39	
3. 1 - INTRODUCCION.....	39
3. 2 - DETERMINACION DEL VALOR SOPORTE RELATIVO DE SUELOS EN LABORATORIO.....	39
3.2.1 Método Estático a carga fija preestablecida	41
3.2.2 Método Estático a densidad prefijada	41
3.2.3 Método Dinámico simplificado	42
3.2.4 Método Dinámico completo	45
3.2.5 Ejecución de los ensayos de hinchamiento y penetración	46
3.2.5.1 Etapa de hinchamiento	46
3.2.5.2 Etapa de penetración	49
3.2.6 Resultados. Métodos Estáticos	52
3.2.6.1 Cálculo del Hinchamiento	52
3.2.6.2 Cálculo del Valor Soporte	53
3.2.7 Resultados. Método Dinámico Simplificado.....	56
3.2.7.1 Cálculo del Hinchamiento	56
3.2.7.2 Cálculo del Valor Soporte	57
3.2.7.3 Representación de resultados.....	57
3.2.7.4 Observaciones	58
3.2.8 Resultados. Método Dinámico Completo.....	59
3.2.8.1 Cálculo del Hinchamiento	59
3.2.8.1 Cálculo del Valor Soporte	59
3.2.9 Informe de Resultados	62
3. 3 - DETERMINACION DEL VALOR SOPORTE RELATIVO DE SUELOS IN SITU. 64	

3.3.1 Procedimiento del ensayo	65
3.3.2 Cálculos	68
3.3.3 Informe	69
3. 4 - APLICACIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO PARA LA DETERMINACION DEL VALOR SOPORTE RELATIVO EN SUELOS.....	71
3.4.1 Aplicación del VSR para uso en bases, subbases y subrasantes	71
3.4.2 Aplicación del VSR para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles	72
CAPÍTULO 4	74
ENSAYO DE PLATO DE CARGA.....	74
4. 1 - INTRODUCCION.....	74
4. 2 - DESCRIPCION DEL ENSAYO	75
4.2.1 Generalidades.....	75
4.2.2 Procedimiento	76
4. 3 - RESULTADOS Y APLICACIONES DEL ENSAYO DE PLATO DE CARGA.....	81
4.3.1 Medición de asentamientos y Coeficiente de Balasto para fundaciones superficiales de tipo base aislada.	81
4.3.1.1 Coeficiente de Balasto para una zapata de ancho B.....	81
4.3.1.2 Asentamiento para una zapata de ancho B.....	84
4.3.2 Medición del Módulo de elasticidad del suelo.....	84
4.3.3 Capacidad de carga última	85
4.3.4 Pavimentos rígidos y flexibles	85
4. 4 – INFORME Y PRESENTACION DE RESULTADOS	86
CAPÍTULO 5.....	90
INFORME FINAL CIM - GROUP.....	90

5.1 INTRODUCCION.....	90
5.1.1 Ubicación de la zona de estudio.....	90
5.1.2 Marco Geológico.....	90
5.1.2.1 Sierras Subandinas.....	91
5.1.2.2 Sistema de Santa Bárbara.....	92
5.1.2.3 Estratigrafía.....	92
5.1.3 Trabajos en campo.....	93
5.2 METODOLOGIA DE TRABAJO.....	96
5.2.1 Ensayos de Campo.....	96
5.2.1.1 Calicata.....	96
5.2.1.2 Ensayos SPT.....	99
5.2.1.3 Penetrómetro de Cono Dinámico: DCP.....	101
5.2.1.4 Plato de carga vertical.....	101
5.2.1.5 Ensayos de CBR in situ.....	103
5.2.1.6 Peso específico in situ.....	105
5.2.1.7 Relevamiento topográfico.....	106
5.2.2 Transporte.....	108
5.2.3 Ensayos de Laboratorio.....	108
5.3 RESULTADOS.....	109
5.3.1 Ensayos de Campo.....	109
5.3.1.1 Calicatas.....	109
5.3.1.2 Ensayos penetrometros dinámicos, SPT y DCP.....	109
5.3.1.3 Plato de carga vertical.....	110
5.3.1.4 CBR in-situ.....	111
5.3.1.5 Peso específico in situ.....	113
5.3.2 Ensayos de Laboratorio.....	114
5.3.2.1 Humedad y Limites de Atterberg.....	114

5.3.2.2	<i>Granulometría</i>	116
5.3.2.3	<i>Ensayo Proctor</i>	117
5.3.2.4	<i>Ensayo CBR</i>	118
5.3.2.5	<i>Ensayo Triaxial</i>	119
5.3.2.6	<i>Ensayo de agresividad</i>	120
5.4	RESUMEN DE RESULTADOS.....	121
5.5	CONCLUSIONES.....	126
5.5.1	Potencial de Licuación.....	126
5.5.2	Potencial de Expansividad.....	126
5.5.3	Potencial de Colapso.....	127
5.5.4	Clasificación y Capacidad Portante.....	127
5.5.5	Tension Admisible.....	128
5.5.6	Agresividad del Suelo.....	128
CAPÍTULO 6	130
CONCLUSIÓN	130
6.1	- INTRODUCCION.....	130
6.2	- CONCLUSIONES DE LAS TAREAS DESARROLLADAS EN CIM-GROUP CONSULTORA DE INGENIERIA MEDITERRÁNEA.....	130
BIBLIOGRAFÍA	132

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ensayos geotécnicos in situ	22
Figura 2.2: Procedimiento para ejecución del ensayo SPT	24
Figura 2.3: Esquema del muestreador bipartido de Terzaghi	25
Figura 2.4: Muestreador bipartido de Terzaghi.....	26
Figura 2.5: Presentación de los resultados del ensayo SPT	30
Figura 2.6: Ejecución del Ensayo SPT	31
Figura 2.7: Elementos componentes del ensayo.....	32
Figura 2.8: Elementos componentes del ensayo.....	33
Figura 2.9: Esquema del cono utilizado para la ejecución del ensayo.....	35
Figura 2.10: Perfil de suelo con los resultados del ensayo DPSH.....	36
Figura 2.11: Ejecución del ensayo DPSH	37
Figura 3.1: Curva Densidad – Humedad %.....	43
Figura 3.2: Curva Densidad – Esfuerzo de compactación.....	44
Figura 3.3: Curva Densidad – humedad %. Método dinámico completo	46
Figura 3.4: Molde de compactación y base perforada.....	47
Figura 3.5: Plato perforado con vástago de altura regulable	48
Figura 3.6: Pesas de sobrecarga adicional para determinación del hinchamiento	48
Figura 3.7: Trípode con dial extensométrico	48
Figura 3.8: Molde introducido en agua con trípode, dial extensométrico y sobrecargas.....	49
Figura 3.9: Aros dinamométricos	50
Figura 3.10: Sobrecarga anular de 4,54 kg.	50
Figura 3.11: Muestra colocada en la prensa para penetración.....	51
Figura 3.12: Equipo necesario para la realización del ensayo CBR en laboratorio.....	52
Figura 3.13: Curva lectura del dial del aro dinamométrico - penetración	53

Figura 3.14: Curva esfuerzo – penetración para el suelo estudiado y el material patrón.	56
Figura 3.15: Curva densidad – VSR en probetas de 12, 25 y 56 golpes	58
Figura 3.16: Resultados de un Ensayo para determinar el VSR aplicando el Método Dinámico Completo	61
Figura 3.17: Planilla de resultados de un ensayo para la determinación del Valor Soporte Realtivo	63
Figura 3.18: Ejecución del ensayo CBR in-situ entre las vías de tren	67
Figura 3.19: Equipo necesario para realizar el ensayo en campo	68
Figura 3.20: Curva ensayo de penetración y correcciones.....	69
Figura 3.21: Presentación de resultados ensayo CBR in-situ.....	70
Figura 4.1: Esquema del equipo necesario para realizar el ensayo mediante gato hidráulico	76
Figura 4.2: Disposición de los comparadores para la medición de los asentamientos..	77
Figura 4.3: Fijación de flexímetros a la viga utilizando bases magnéticas.....	78
Figura 4.4: Equipo para la realización del ensayo del plato de carga y elemento de reacción.....	80
Figura 4.5: Ensayo de plato de carga	81
Figura 4.6: Curva Tensión – Deformación. Coeficiente de Balasto	83
Figura 4.7: Planilla modelo de presentación de resultados del ensayo	88
Figura 5.1: Zona de estudio (Tomado y modificado de Ramos 1999).....	91
Figura 5.2: Ejecución del calicata.....	99
Figura 5.3: Muestreador bipartido de Terzaghi SPT.....	100
Figura 5.4: Ejecución del ensayo de SPT.....	101
Figura 5.5: Ejecución del ensayo de Plato de Carga.....	102
Figura 5.6: Variación de los asentamientos con la presión (modificado de Jiménez Salas, 1980).....	103
Figura 5.7: Ejecución del ensayo de CBR.....	105

Figura 5.8: Ejecución del ensayo de densidad mediante cono de arena..... 106

Figura 5.9: Ejecución del relevamiento planialtimétrico de los piquetes..... 107

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Ensayos de campo ejecutados.....	17
Tabla 1.2: Ensayos de laboratorio ejecutados	17
Tabla 2.1: Correlación entre el valor N y la compacidad en arenas.....	27
Tabla 2.2: Correlación entre el valor N y la compacidad en arcillas	29
Tabla 2.3: Tipos de ensayos de cono dinámico de penetración	34
Tabla 3.1: Valores de resistencia a la penetración para el material patrón.....	55
Tabla 5.1: Ensayos y coordenadas (Posgar 97) de piquetes	94
Tabla 5.2: Ensayos de campo ejecutados.....	107
Tabla 5.3: Ensayos de laboratorio ejecutados en este tramo.....	108
Tabla 5.4: Resultados del ensayo de plato de carga.....	110
Tabla 5.5: Resultados del ensayo CBR in-situ.	112
Tabla 5.6: Resultados del ensayo cono de arena.	114
Tabla 5.7: Resultados de humedad y limites de Atterberg.	115
Tabla 5.8: Resultados de granulometría	116
Tabla 5.9: Resultados de Proctor.....	117
Tabla 5.10: Resultados de CBR,.....	118
Tabla 5.11: Resultados Triaxial.....	119
Tabla 5.12: Resultados de agresividad	120
Tabla 5.13: Resumen de Resultados.....	122

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El presente informe técnico resume los trabajos realizados durante la Práctica Supervisada del alumno Gurmendez Gonzalo, para cumplimentar con los requerimientos y adquirir el título de Ingeniero Civil en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

La Práctica Supervisada fue desarrollada en la empresa CIM - GROUP, Consultora de Ingeniería Mediterránea, entre los meses de agosto y octubre del año 2017. El alumno asistió a la empresa de lunes a viernes por la mañana, cumpliendo un horario de 9:00 a 13:00 horas.

CIM-GROUP es una empresa constituida a partir de la concurrencia de profesionales especialistas con una importante formación a nivel de posgrado y con una amplia experiencia en diferentes áreas de la Ingeniería, con antecedentes de nivel internacional en la consideración global de las Obras Civiles. La actividad profesional de los Ingenieros que integran la Consultora permite abarcar diferentes actividades, sintetizándose éstas en: Ingeniería Geotécnica, Prospección Geofísica, Ensayos No Destructivos, Geología y Geomorfología, Sensores Remotos, Ingeniería Ambiental, Impacto Ambiental, Diseño y Cálculo de Estructuras.

Los tutores designados para el seguimiento del alumno durante la ejecución de la Práctica Supervisada fueron el Dr. Ing. Juan José Clariá como tutor interno por parte de la Universidad Nacional de Córdoba y el Ing. Ricardo Viguera como tutor externo por parte de la empresa. Las actividades del alumno dentro de la empresa fueron definidas por el Tutor Externo, Ing. Civil Ricardo Viguera, quien desempeña tareas de dirección y coordinación en la Empresa, mientras que con el Tutor por la U.N.C., el Dr. Ing. Juan J. Clariá, se realizaban reuniones periódicamente a los fines de revisar las tareas ejecutadas en la empresa y confeccionar el presente Informe de Práctica Supervisada.

En la empresa, el alumno participó del Proyecto: "Servicio de consultoría para realizar estudios de suelo sobre la plataforma de las vías del ferrocarril General Belgrano en

el ramal C12-C-C15, entre las localidades de Joaquin V. Gonzalez (PK 1082+082) y Embarcación (PK 1311+735), Provincias de Salta y Jujuy". Tramo III: Palomitas - La Mendieta.

El objetivo de esta consultoría es determinar las condiciones geotécnicas actuales de la plataforma de las vías del tramo entre las localidades de Palomitas y La Mendieta que conforman el ramal C12-C-C15 del Ferrocarril General Belgrano. Se busca investigar y determinar los perfiles geotécnicos, la presencia del nivel freático hasta la profundidad de investigación, las características físicas, químicas, mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas y potencial expansivo, colapsabilidad, licuación o cualquier otra propiedad de suelo con comportamiento inestable o no apropiado para el apoyo de las estructuras proyectadas.

La localidad de Palomitas se encuentra ubicada en la Provincia de Salta y la ciudad de La Mendieta en la Provincia de Jujuy. La longitud del Tramo de estudio es de 84 km, comenzando en Palomitas y finalizando en La Mendieta. Está dividido en 84 piquetes localizados uno por kilómetro. Una imagen de la ubicación del proyecto puede observarse en el Capítulo 5.

Para cumplimentar este objetivo, se realizaron ensayos de campo y laboratorio para cada uno de los piquetes. Particularmente los ensayos realizados fueron:

1.1 ENSAYOS DE CAMPO

Ensayos SPT, cada 1 km hasta una profundidad de 3,0 m y cada 3,0 km hasta una profundidad de 6,0 m. Ejecución de una calicata por km de dimensiones de 0,70 m x 0,70 m y 1,0 m de profundidad con extracción de muestras. Peso específico in situ en el fondo de cada calicata. Ensayo de cono dinámico superpesado (DPSH) en cada piquete hasta 1,0 m de profundidad. Ensayo de plato de carga vertical cada 3,0 km. Ensayo de CBR in situ cada 3,0 km. En la Tabla 1.1 puede observarse un resumen de los ensayos ejecutados.

Tabla1.1: Ensayos de campo ejecutados

Ensayo	Cantidad
SPT	84
DCP	84
Calicata	84
Peso específico	84
Plato de carga	27
CBR in-situ	27
Relevamiento planialtimétrico	84

1.2 ENSAYOS DE LABORTORIO

En laboratorio se ejecutaron los ensayos listados en la Tabla 1.2.

Tabla1.2: Ensayos de laboratorio ejecutados.

Item	Cantidad
Humedad ASTM D2216	84
Granulometria ASTM C136	84
Limites de Atterberg ASTM D4318	84
Clasificacion ASTM D2487	84
Analisis quimico suelo ASTM D2216	84
Proctor ASTM D698	84
CBR ASTM D1883	84
Potencial expansion/licuable (clasificación)	84
Triaxial CD ASTM D D7181	84

1.3 FUNCIONES DEL ALUMNO DENTRO DEL ESTUDIO Y ORGANIZACIÓN DE LA MONOGRAFÍA

El alumno, se dedicó específicamente a las tareas de recopilación de información del proyecto para el posterior análisis de ensayos previstos, coordinación con personal de campo para recepción de muestras y planillas, verificación de plazos de ejecución, evaluación y descripción de las muestras, control y supervisión de los ensayos de

laboratorio, gestión de compras de elementos necesarios para la realización de ensayos de laboratorio, tareas de oficina confeccionando planillas para pasar en formato digital los valores obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, análisis de resultados, elaboración de conclusiones y recomendaciones, participación en la confección del Informe Final.

Los resultados de la Práctica Supervisada fueron volcados en el presente Informe Técnico, el cual se compone de seis (6) capítulos.

Inicialmente, en el Capítulo 1 se realiza una introducción al trabajo realizado durante la Práctica Supervisada. Se presenta la descripción general de la obra, su ubicación y se resumen las tareas desarrolladas por la empresa CIM Consultora de Ingeniería Mediterránea en el proyecto.

Luego el Informe se encuentra dividido en dos partes, una primera parte compuesta por los Capítulos 2, 3 y 4 donde se realiza una descripción de ensayos realizados in-situ para la exploración de suelos y su evaluación geotécnica. Posteriormente, en el Capítulo 5 se añade el Informe Final presentado por la Empresa CIM.

En el Capítulo 2, se describen el Ensayo SPT (Ensayo de penetración estándar) y el ensayo con cono de tipo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy). Estos, constituyen una serie de técnicas variadas e independientes para la exploración de suelos que nos permiten caracterizar física y mecánicamente los estratos que componen el suelo a través de parámetros medidos en el propio terreno. Mediante la ejecución de estas pruebas podemos obtener información para determinar la capacidad de carga de la cimentación, seleccionar el tipo y profundidad de una fundación adecuada, determinar problemas potenciales, la posición del agua, establecer métodos de construcción, entre otras.

A continuación, en el Capítulo 3, se detalla el Ensayo CBR (California Bearing Ratio) en sus versiones in-situ y en laboratorio. El índice de california (CBR) es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. Se define como la resistencia que ofrece al punzado una probeta de suelo, moldeada bajo ciertas condiciones de densificación y humedad, y ensayada bajo condiciones preestablecidas. Se la expresa como porcentaje respecto de la resistencia de un suelo tipo tomado como patrón. El valor soporte relativo de un suelo es utilizado para evaluar la resistencia potencial de

materiales de subrasante, subbase y base. Además, forma parte de diversos métodos empleados para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles.

En el Capítulo 4, se especifica el ensayo de Plato de Carga Vertical. El ensayo de plato de carga consiste principalmente en aplicar una carga estática al suelo natural donde se va a realizar la fundación de la estructura y medir los asentamientos producidos durante el proceso de carga. El objetivo principal es determinar la capacidad de carga última, así como la capacidad admisible basada en consideraciones de asentamiento tolerable, del suelo sobre el cual se realiza. Se lo utiliza, además, para determinar el Módulo de elasticidad del suelo estudiado, extrapolar asentamientos para fundaciones de mayor dimensión y para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles mediante la determinación del Módulo de Reacción (K) obtenido de la prueba.

En el Capítulo 5, se presenta el Informe Final presentado por la Empresa CIM, compuesto por una descripción de la ubicación del sitio de estudio y su marco geológico, metodología de trabajo, ensayos de campo, resultados de ensayos de campo y laboratorio y las conclusiones.

Finalmente, en el Capítulo 6 se exponen las principales conclusiones a las que se arribó de la experiencia laboral durante la Práctica Supervisada.

CAPÍTULO 2

ENSAYOS IN SITU PARA DETERMINAR CAPACIDAD DE CARGA

CAPÍTULO 2

ENSAYOS IN SITU PARA DETERMINAR CAPACIDAD DE CARGA

2.1 - INTRODUCCION

Los ensayos geotécnicos in situ constituyen una serie de técnicas variadas e independientes con un objetivo común: la caracterización física y mecánica de los estratos que componen el suelo a través de parámetros medidos en el propio medio natural. Es conveniente poder determinar in situ la capacidad de carga de un estrato determinado. Esto, dependiendo de la profundidad, no siempre es posible, en algunos casos se puede acceder a la cota de fundación y ejecutar ensayos que nos permitan apreciar su resistencia en forma directa; en otros esto no es posible y se utilizan otras metodologías simples.

Dentro de los ensayos más comunes in situ tenemos (Figura 2.1):

- Ensayos de Penetración Estática.
- Ensayos de Penetración Dinámica.
- Ensayos Presiométricos.
- Ensayos de la Veleta o de Molinete
- Ensayos de carga Directa.

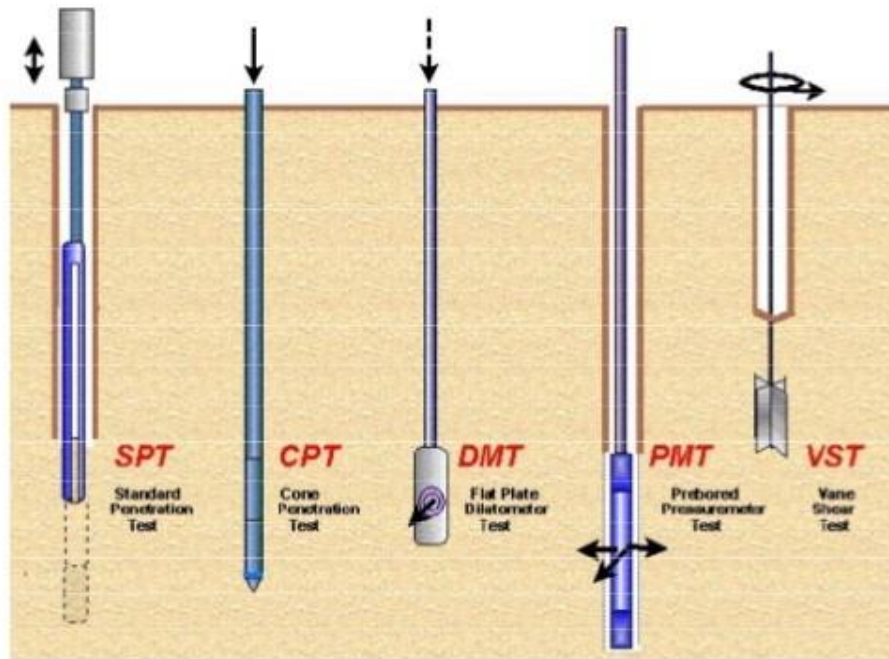


Figura 2.1: Ensayos geotécnicos in situ.

Estos nos permiten conocer la capacidad portante de los sucesivos estratos de un perfil de suelo y definir las diferentes cotas de fundación, además estimar tensiones dentro de un cierto margen de seguridad.

En este capítulo se describirán dos tipos de Ensayo de Penetración Dinámica, los cuales son: el Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.) y el Cono Dinámico de Penetración. Los ensayos de Penetración Dinámica consisten en hincar un elemento con punta generalmente cónica en el terreno, desde su superficie hasta la profundidad deseada o hasta alcanzar el rechazo, midiendo la energía necesaria para profundizar intervalos de longitud definida, siendo esta energía el número de impactos de una maza que se eleva a una altura determinada y se deja caer libremente.

2. 2 - MÉTODO ESTANDAR DE ENSAYO DE PENETRACIÓN (S.P.T.)

Este es un ensayo muy conocido y popular. Permite estimar la resistencia al corte y la rigidez de los suelos de manera aproximada, al tiempo que nos permite recuperar una muestra de suelo. Además, sus resultados nos brindan la posibilidad de calcular y diseñar fundaciones.

El procedimiento del Ensayo de Penetración Estándar consiste primeramente en ejecutar la perforación hasta la cota que se desea ensayar, luego se baja el sacatestigo hasta el piso de la perforación, prolongándose con una serie de tramos de caños o barras de prolongación (1.5 a 2.0 m); finalizando arriba con un tramo con cabeza para golpear con un martillo de peso normalizado de 63.5 Kg acoplado a una barra guía por donde correrá a través de la barra. Posteriormente, a éste, se lo dejar caer libremente desde una altura de 0,76 m para hincar el muestreador bipartido de Terzaghi en tres incrementos sucesivos de 150 mm de longitud. El número de golpes requerido para hincar el muestreador es registrado para cada 150 mm de incremento. El primer incremento de 150 mm es considerado como material asentado o alterado. Los golpes requeridos para el segundo y tercer incremento de 150 mm son totalizados para proveer golpes/300 mm. Este número de golpes total es referido como la resistencia SPT o Valor N. Cuanto más resistente el terreno mayor será el número de golpes necesario para hincar el sacatestigo desde los 150 mm a los 450 mm (300 mm útiles).

Por último, se levantan las barras y se extrae el muestreador, se recoge la muestra alojada en el cilindro bipartido para efectuarse ensayos de identificación en el laboratorio (Humedad Natural ASTM D2216/98, Granulometría (vía húmeda) ASTM C136/01, Límites de Atterberg IRAM 10501/68, 10502/68 y ASTM D4318/10). Podremos así saber a qué clase de terreno corresponde el número de golpes necesario para la hincada a cada profundidad, y en qué estado de humedad se hallaba ese suelo. Esto es muy importante, pues no es lo mismo 5 golpes para un suelo arenoso que la misma cantidad para una arcilla, ni aún, para el mismo tipo de suelo con distintos contenidos de humedad. A veces las diferentes resistencias se deben, no a la heterogeneidad en el terreno, sino en el contenido de humedad solamente. Lo expresado anteriormente nos indica que los resultados del ensayo deben analizarse en función, no sólo del número de golpes, sino del tipo de material y de su estado en el momento del ensayo.

En la Figura 2.2 se puede observar un esquema del procedimiento para la ejecución de este ensayo.

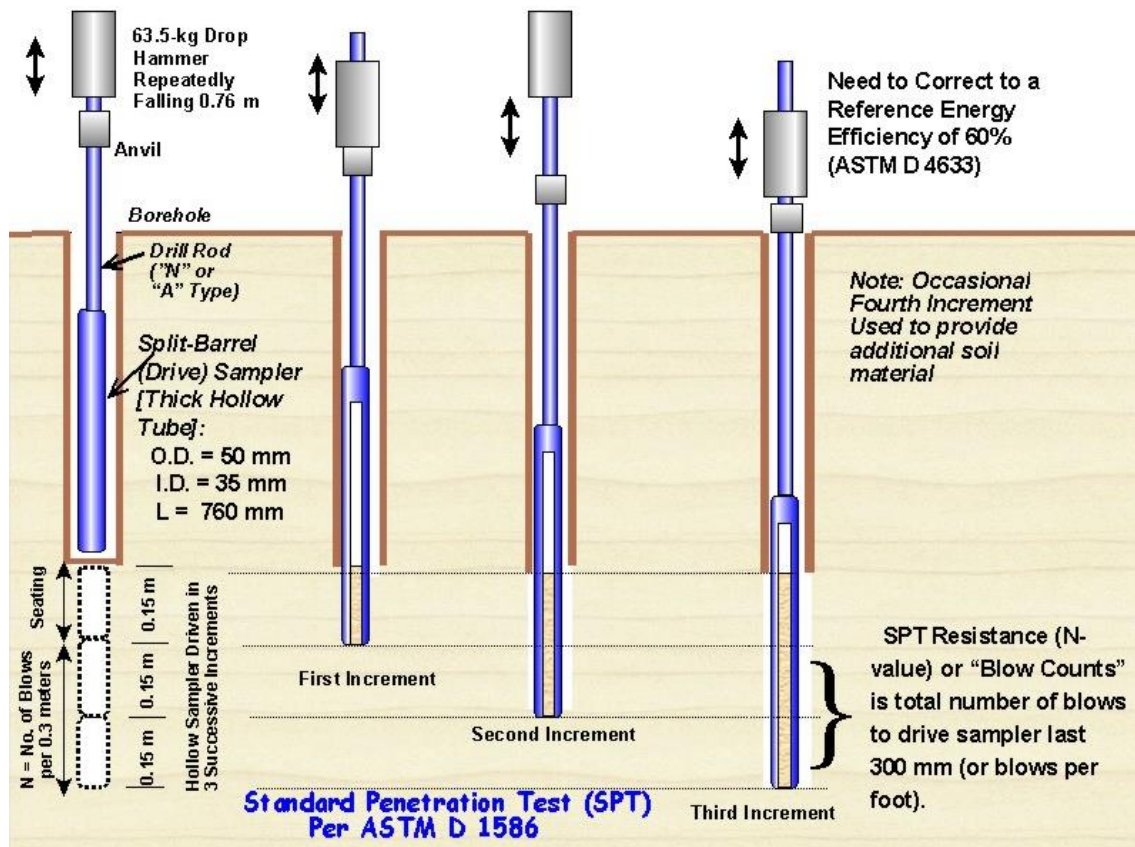


Figura 2.2: Procedimiento para ejecución del ensayo SPT.

Debido a lo superficial del estudio, el número de golpes del ensayo normalizado será corregido por energía y por presión de confinamiento. Las correcciones son las siguientes:

$$N_1 = C_N N$$

$$C_N = [0.77 \log_{10}(1.92\sigma'_v)] \text{ y } C_N < 2$$

$$N_{60} = 0.75N$$

El número de golpe corregido por confinamiento y energía se expresa como

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

Siendo N de golpes SPT de campo

N_1 número de golpes corregido por confinamiento

σ'_v esfuerzo vertical efectivo (MPa)

N_{60} número de golpes corregido por eficiencia

N_{160} número de golpes corregido por confinamiento y eficiencia

Existen correcciones adicionales a realizar sobre el número de golpes N de menor importancia y que no son representadas aquí.

El muestreador bipartido de Terzaghi, como se muestra en la Figura 2.3 y Figura 2.4, consiste en un tubo cilíndrico compuesto de tres tramos: una zapata o cabeza de penetración terminada en un borde biselado; el filo está obtenido en formas de chanfle de manera que se va estrechando hacia el interior. El perfil exterior es tronco cónico en la punta mientras que en el interior es perfectamente cilíndrico. El objeto de esta disposición es que al clavarse en el suelo se aparte el terreno que corresponde al espesor de las paredes del tubo sin perturbar al material que se introduce dentro del sacatestigo. El extremo superior, también desmontable, está provisto de una válvula para permitir, en caso de tener terreno sumergido, que pueda eliminarse el agua, pero no ingrese nuevamente al penetrómetro, vaciándolo al levantarlo. El cuerpo del extractor es un cilindro bipartido longitudinal de manera que se pueden separar los dos semicilindros, extraer la muestra sin desmenuzarla y tener el dispositivo limpio para realizar el próximo ensayo.

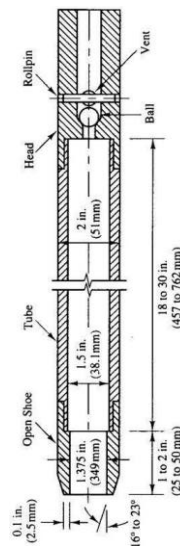


Figura 2.3: Esquema del muestreador bipartido de Terzaghi.



Figura 2.4: Muestreador bipartido de Terzaghi

Terzaghi ideó un sacatestigo estándar en forma tal, que al tiempo que extraía muestras del suelo, obtenía una idea de su resistencia por el número de golpes necesario para hundirlo en una cierta profundidad.

El ensayo de Penetración Estándar se encuentra normalizado según las Normas ASTM D 1586 e IRAM 10517, donde se describe el procedimiento y todo lo necesario para su ejecución.

2.2.1 Correlaciones con el número de golpes N del ensayo SPT y las propiedades mecánicas del suelo

El ensayo de penetración con sacamuestras no es otra cosa que un ensayo de corte, y como tal, la resistencia que nos mide es una función de la compacidad del material, y de su confinamiento. A mayor resistencia, mayor energía será necesaria para penetrar el sacamuestras, o sea, mayor será el número de golpes que acuse el ensayo. Este comportamiento es variable según el tipo de suelo de que se trate.

2.2.1.1 Suelos friccionales o no cohesivos

Los resultados del SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos, y en especial en lo referente a las arenas. La densidad relativa (D_r) de

una arena tiene una influencia importante en el ángulo de fricción interna (Φ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de fundaciones que se apoyan sobre este material. Por ejemplo, si una arena sumergida es muy suelta, un choque brusco puede producir una potencial licuefacción del material (suspensión). En estado denso la misma arena es insensible a los choques y por lo tanto adecuada como base de las estructuras más pesadas. De allí la importancia de la densidad relativa frente a las demás propiedades a excepción de la permeabilidad.

Si la arena está saturada su resistencia al corte varía notablemente si no se permite el drenaje del agua. El efecto dinámico es rápido y por lo tanto la resistencia a la penetración y el número N bajan apreciablemente.

En arenas muy finas, si son densas, o tienen una mezcla con arcilla que le suministra cohesión, la resistencia para poder fundar suele ser satisfactoria. No obstante, en el ensayo de penetración en número N es bajo, pues se produce un cierto proceso de licuefacción.

En la Tabla 2.1 se aprecia una correlación entre compacidad y número de golpes para arenas.

Tabla 2.1: Correlación entre el valor N y la compacidad en arenas.

ARENAS	
Número de golpes	Compacidad
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente densa
30-50	Densa
> 50	Muy densa

2.2.1.2 Suelos cohesivos

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe con los términos: Muy blando, blando, medianamente compacto, compacto, muy compacto y duro. La medición cuantitativa básica de la consistencia es la resistencia a la compresión simple (q_u). Esta resulta representativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, mientras que, en el caso de suelos arcillosos de origen residual, eólico, fluvial, los cuales poseen una falta de uniformidad en su masa y pueden desarrollar microfisuras, el valor de la resistencia a la compresión simple tiene vacilaciones importantes. En suelos con estructura alterable, como lo son las arcillas y los suelos loésicos, el número de golpes del SPT sólo es indicativo de la resistencia del suelo en el momento del ensayo. Cuando cambian las condiciones de humedad, es decir, la consistencia del material, la resistencia también será distinta, de modo que hay que tener en cuenta esa variabilidad al interpretar los resultados. En este caso la metodología más adecuada para medir la resistencia al corte en el laboratorio es por medio de ensayos triaxiales.

En la Tabla 2.2 se presenta una correlación entre el número de golpes del SPT y la compacidad y resistencia a compresión simple en las arcillas.

Tabla 2.2: Correlación entre el valor *N* y la compactación en arcillas.

ARCILLAS		
Número de golpes	Compactación	Resistencia a la compresión simple q_u [kN/ m ²]
0 - 2	Muy blanda	0 - 25
2 - 5	<i>Blanda</i>	25 - 50
5 - 10	Medianamente compacta	50 - 100
10 - 20	Compacta	100 - 200
20 - 30	Muy compacta	200 - 400
> 30	Dura	> 400

2.2.2 Presentación de resultados en el ensayo SPT

Los resultados se presentan generalmente en un diagrama, donde por un lado se muestra aisladamente el valor del número de golpes vs la profundidad y por el otro los ensayos de identificación obtenidos de las muestras extraídas durante el ensayo para cada profundidad. En la Figura 2.5 se puede observar un perfil de suelo modelo utilizado para la presentación de los resultados del ensayo.

En las Figuras 2.6 a 2.8 se pretende dar un mejor entendimiento del procedimiento del ensayo y sus elementos componentes.



Figura 2.6: Ejecución del Ensayo SPT.

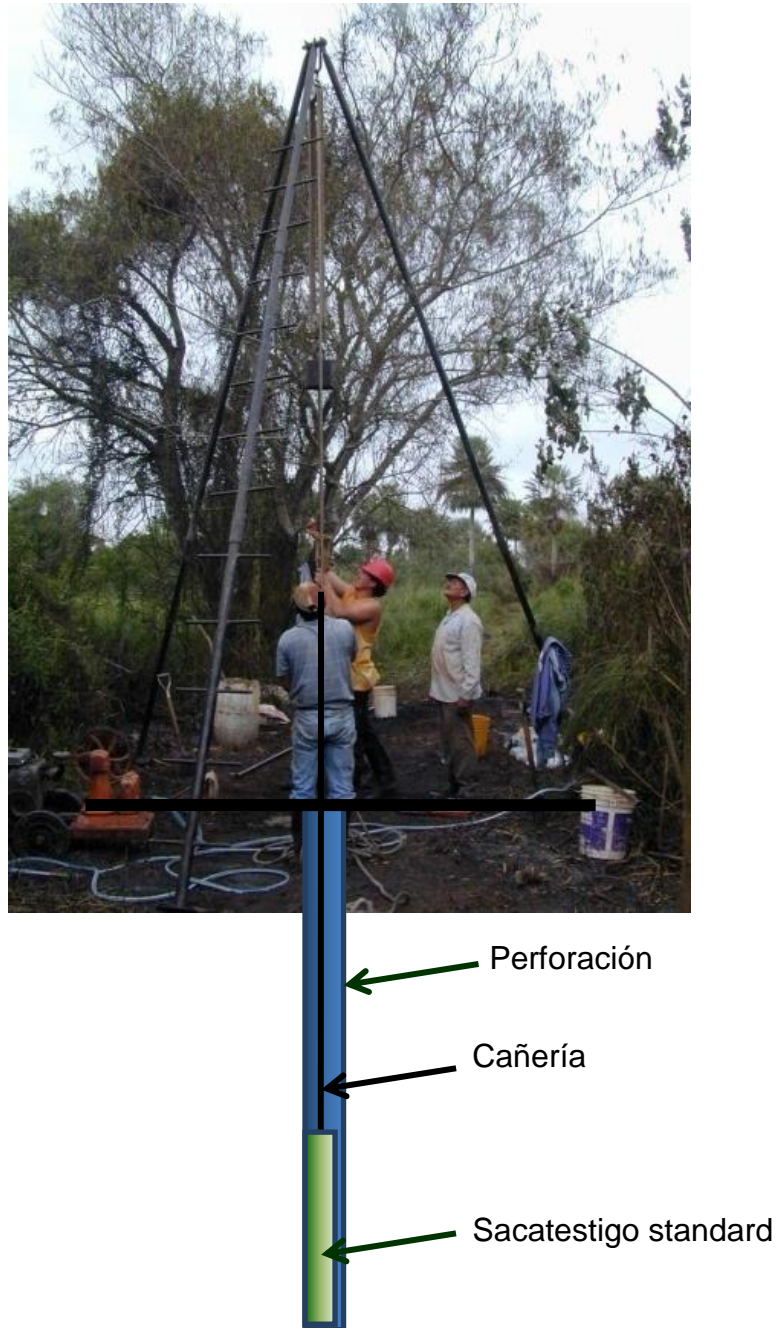


Figura 2.7: Elementos componentes del ensayo.

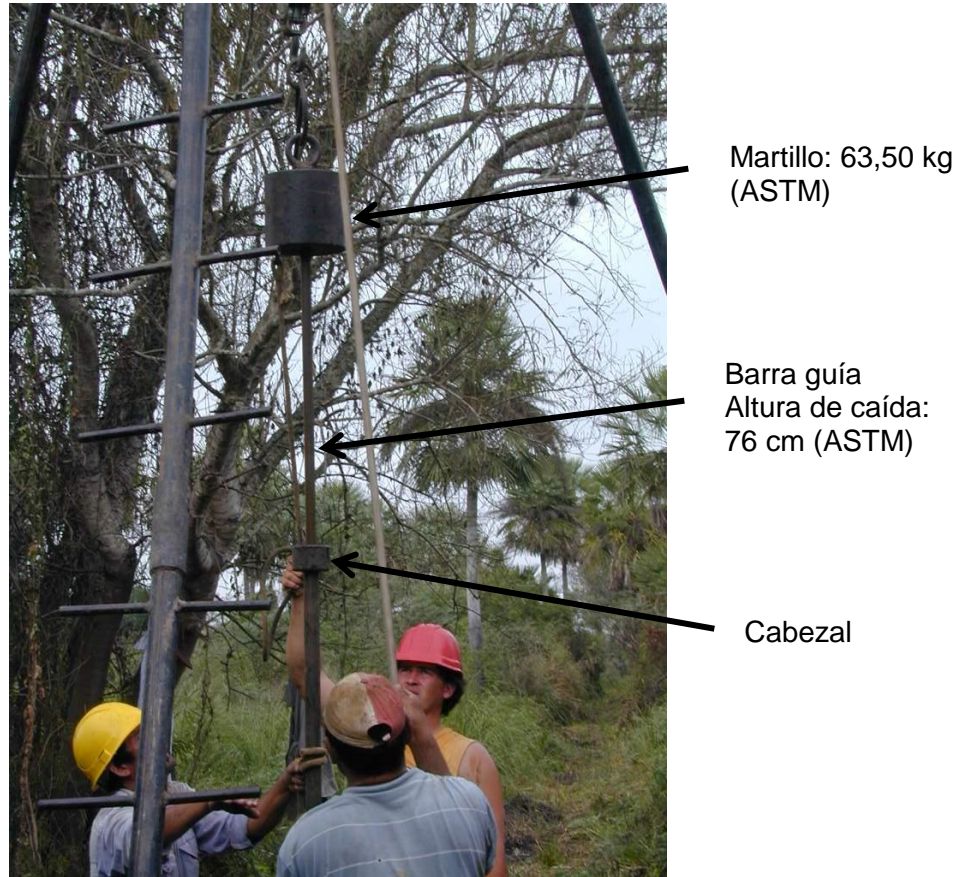


Figura 2.8: Elementos componentes del ensayo.

2. 3 - CONO DINÁMICO DE PENETRACIÓN D. P.

El ensayo de penetración dinámica DP consiste en obtener un registro continuo del número de golpes requerido, para penetrar en el suelo una punta cónica de acero, dejando caer de una altura constante, una masa determinada desde su superficie hasta la profundidad deseada o hasta alcanzar el rechazo.

Hay una gran variedad de penetrómetros dinámicos, distinguiéndose en la forma y dimensiones del cono de penetración, el valor del intervalo o longitud de penetración, el peso de la masa, y la altura de caída libre.

En la Tabla 2.3 se presenta un resumen de los principales tipos de ensayos de cono dinámico de acuerdo a su energía.

Tabla 2.3: Tipos de ensayos de cono dinámico de penetración

ELEMENTO	DPL	DPM	DPH	DPSH
Masa [kg]	10,0	30,0	50,0	63,5
Altura de caída [cm]	50	50	50	76
Ángulo del vértice del cono	60°	60°	60°	60°
Diámetro del cono [mm]	35,7	35,7	43,7	51,0
Número de golpes cada:	10 cm	10 cm	20 cm	20 cm

Ventajas y desventajas del ensayo DP:

Ventajas:

- Ensayo rápido
- Ensayo de bajo costo
- Permite diferenciar estratos blandos de compactos
- Ensayo complementario

Desventajas:

- Ensayo sin extracción de muestras (ciego), lo que hace necesario tener perforaciones cercanas.
- No permite atravesar estratos duros (toscas) o mantos de arenas con rodados o bloques.

2.3.1 Ensayo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

El ensayo DPSH se realiza bajo las indicaciones establecidas por el Comité Técnico TC-16 de la ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering). Es un método relativamente sencillo que permite determinar la resistencia de las diferentes capas de suelo. Dado a su rapidez de ejecución y economía hace que sea muy utilizado. Para la penetración se utiliza un cono de 51 mm de diámetro y un ángulo de avance de 60° . El mismo es introducido en el terreno mediante la aplicación de golpes con una masa de 63,5 kg arrojada desde una altura de 76 cm manipulada mediante cabrestante de fricción con una vuelta de soga y polea obteniendo una eficiencia media a elevada (de entre 60 y 70 %). El sondeo se ejecuta con un varillaje de 6,2 kg/m de peso. El ensayo consiste en contar la cantidad de golpes necesarios para que el cono penetre una profundidad de 20 cm en el terreno. De la descripción anterior puede decirse que el DPSH tiene la misma energía de hincia que el ensayo SPT (misma masa y altura de caída). En la Figura 2.9 se presenta un esquema del cono empleado en los ensayos de penetración dinámica.

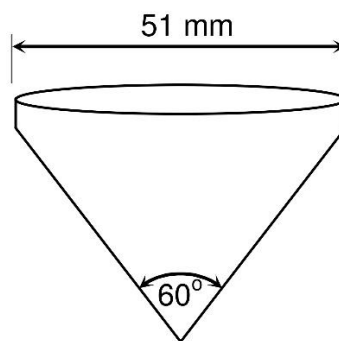


Figura 2.9: Esquema del cono utilizado para la ejecución del ensayo.

2.3.1.1 Presentación de resultados en el ensayo DPSH

Los resultados se presentan generalmente en un diagrama, donde se muestra el valor del número de golpes vs la profundidad. En la Figura 2.10 se puede observar un perfil de suelo modelo utilizado para la presentación de los resultados del ensayo.

ENSAYO DE HINCA DINÁMICA

Ensayo Normalizado DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Comitente: CINTER S.R.L.

Ubicación: Planta de Renault Argentina S.A., Barrio Santa Isabel.

Obra: Nave industrial y obras viales perimetrales.

Fecha: 06 / 10 / 16

**ENSAYO DE HINCA DPSH
PLANILLA RESUMEN**

SONDEO S1
Nivel Freático no detectado.

Prof. [m]	Nº de Golpes
0,0	0
0,2	14
0,4	17
0,6	6
0,8	5
1,0	4
1,2	3
1,4	3
1,6	4
1,8	5
2,0	6
2,2	10
2,4	8
2,6	5
2,8	5
3,0	2
3,2	6
3,4	6
3,6	6
3,8	6
4,0	10
4,2	7
4,4	7
4,6	8
4,8	7
5,0	9
5,2	10
5,4	13
5,6	10
5,8	14
6,0	10
6,2	7
6,4	8
6,6	7
6,8	7
7,0	8
7,2	9
7,4	10

Prof. [m]	Nº de Golpes
7,6	8
7,8	13
8,0	10
8,2	11
8,4	11
8,6	12
8,8	14
9,0	11
9,2	8
9,4	7
9,6	7
9,8	10
10,0	9
10,2	12
10,4	11
10,6	14
10,8	8
11,0	15
11,2	8
11,4	8
11,6	11
11,8	10
12,0	9
12,2	10
12,4	8
12,6	8
12,8	16
13,0	15
13,2	14
13,4	15
13,6	17
13,8	16
14,0	12
14,2	14
14,4	14
14,6	11
14,8	9
15,0	10
15,2	8
15,4	10
FIN DE SONDEO	

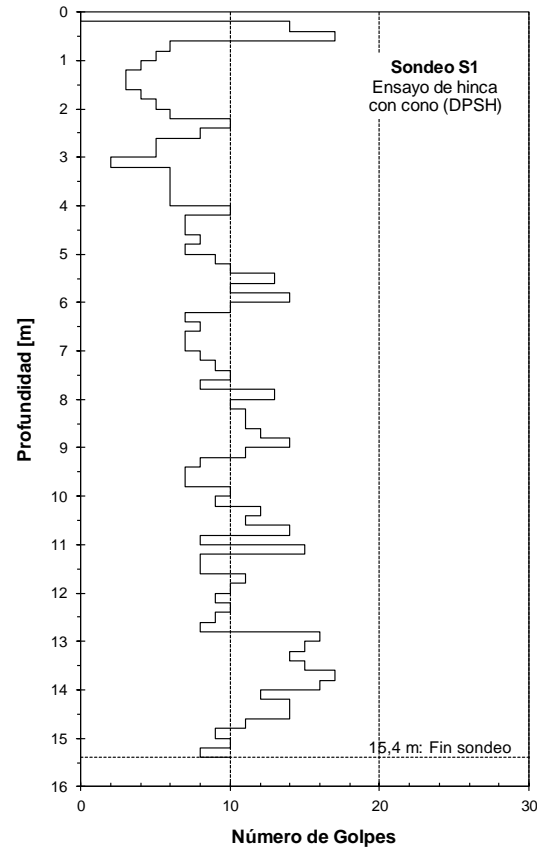


Figura 2.10: Perfil de suelo con los resultados del ensayo DPSH.

2.3.1.2 Interpretación de resultados

Para interpretar los resultados del DPSH y determinar propiedades geotécnicas primero se correlaciona el número de golpes del ensayo de cono con el SPT, y luego se utilizan las correlaciones de las propiedades del N con el SPT.

La relación entre el número de golpes del ensayo de SPT y cono varía entre 1 y 2 ($1 < N_{SPT}/N_{CONO} < 2$), dependiendo del tipo de suelo. (Abbona y Fuente, 2003 y Abbona *et al.*, 2004).

La Figura 2.11 ilustra la ejecución del ensayo en campo.



Figura 2.11: Ejecución del ensayo DPHS.

CAPÍTULO 3

ENSAYOS PARA DETERMINAR EL VALOR SOPORTE RELATIVO EN SUELOS CBR

CAPÍTULO 3

ENSAYOS PARA DETERMINAR EL VALOR SOPORTE RELATIVO EN SUELOS

3. 1 - INTRODUCCION

En este capítulo se describen los ensayos para determinar el valor soporte relativo (CBR) de los suelos tanto en laboratorio como in situ. El índice de california (CBR) es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. Se define como la resistencia que ofrece al punzado una probeta de suelo, moldeada bajo ciertas condiciones de densificación y humedad, y ensayada bajo condiciones preestablecidas. Se la expresa como porcentaje respecto de la resistencia de un suelo tipo tomado como patrón. Se utiliza en el diseño de pavimentos flexibles y rígidos.

El ensayo se emplea para evaluar la resistencia potencial de materiales de subrasante, subbase y base, incluyendo materiales reciclados para empleo en pavimentos. El valor de CBR obtenido en esta prueba forma parte integral de varios métodos de diseño de pavimentos flexibles y rígidos.

3. 2 - DETERMINACION DEL VALOR SOPORTE RELATIVO DE SUELOS EN LABORATORIO

El Ensayo se encuentra Normalizado según las Normas ASTM D-1883, AASHTO T-193, VN-E6-84 entre otras.

Resumiendo, el procedimiento mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después de haberla sumergido en agua durante cuatro días y luego de haber medido su hinchamiento. La muestra se sumerge para poder prever la

hipotética situación de acumulación de humedad en el suelo después de la construcción. Por ello, después de haber compactado el suelo y de haberlo sumergido, se lo penetra con un pistón y se mide la carga para profundidades especificadas y luego se representa la carga respecto la profundidad a la que ha penetrado el pistón dentro de la muestra. La gráfica obtenida por lo general es una curva con el tramo inicial recto y el tramo final cóncavo hacia abajo. Cuando el tramo inicial no es recto se le corrige.

Con la gráfica observamos los valores de la carga que soporta el suelo cuando el pistón ha penetrado 2.5 mm y 5mm y los expresamos en tanto por ciento (%), tomando como índice CBR el mayor de los porcentajes calculados.

Todo ensayo de CBR comprende tres pruebas: 1- Determinación de humedad óptima y densidad seca máxima mediante el ensayo de compactación. 2- Determinación de las propiedades expansivas del material (Hinchamiento). 3- Determinación de la resistencia a la penetración.

A continuación, se presenta una breve descripción de la Norma de Dirección Nacional de Vialidad de Argentina que especifica el Ensayo para determinar el valor soporte relativo e hinchamiento de suelos la cual es la Norma VN-E6-84 y luego se anexa al final.

Inicialmente se definen los conceptos de CBR e Hinchamiento, de los cuales el primero se definió al inicio del capítulo y el segundo se define como el aumento porcentual de altura, referido a la altura inicial, que experimente una probeta de suelo cuando la humedad de la misma aumenta, por inmersión, desde la humedad inicial de compactación hasta la alcanzada por la probeta al término del periodo de inmersión (4 días).

La Norma establece cuatro tipos de ensayos para determinar el valor soporte relativo, de los cuales dos son métodos estáticos y dos métodos dinámicos, diferenciándose principalmente en la forma de compactar la muestra donde en los primeros se realiza a través de la aplicación de una carga a una velocidad de avance constante y en los segundos mediante impacto con un compactador mecánico o manual. Estos métodos son:

- Método Estático a carga preestablecida.
- Método Estático a densidad prefijada.
- Método Dinámico N ° 1 (simplificado).
- Método Dinámico N ° 2 (completo).

En todos los métodos, previamente se deberá efectuar el ensayo de compactación el cual se especifica en las Normas ASTM D- 1557, ASSHTO T-180 (Proctor modificado) y VN-E5-93 entre otras, este nos permite determinar la Humedad óptima y la Densidad seca máxima del suelo en estudio. Las probetas deben moldearse y compactarse con la humedad correspondiente a la máxima densidad.

3.2.1 Método Estático a carga fija preestablecida

Brevemente en el método estático a carga fija preestablecida la muestra de suelo se introduce en los moldes y se moldea a la humedad determinada en el ensayo de compactación, para ello se va colocando dentro el suelo humedecido, en capas, compactándolo ligeramente al mismo tiempo con la ayuda de una varilla de hierro. Luego se lleva el conjunto a la prensa de compactación y se carga con una velocidad de avance del plato de la prensa igual a 1.25 mm/minuto, hasta lograr una presión total de 140 kg/ cm ². Una vez alcanzada esta presión, se mantiene la carga durante 1 minuto y luego se descarga en forma suave.

3.2.2 Método Estático a densidad prefijada

En el método estático a densidad prefijada la muestra de suelo se introduce en los moldes y se moldea a la humedad determinada en el ensayo de compactación, para ello se va colocando dentro el suelo humedecido, en capas, compactándolo ligeramente al mismo tiempo con la ayuda de una varilla de hierro. Una vez colocado todo el suelo dentro del molde, se coloca el pisón de compactación de manera que quede a la vista el frente graduado en mm. Se lleva el conjunto a la presa de compactación y se carga con una velocidad de avance del plato de la prensa igual a 1.25 mm/minuto, hasta que el pisón de compactación haya penetrado en el molde una longitud igual a: $h - 12$ cm; siendo h la altura interior total del molde. Se mantiene la

carga aplicada durante un minuto y luego se descarga. Se registra en toneladas la carga aplicada, que es la necesaria para obtener la densidad buscada.

3.2.3 Método Dinámico simplificado

En el Método Dinámico simplificado, se deben preparar con el material a ensayar 6 muestras de 6 kg aproximadamente, acorde a lo que establece la Norma según el tamaño de partículas que contenga. Luego se les agrega agua hasta llevarlas a la humedad óptima determinada previamente en el ensayo de compactación calculando ese porcentaje con respecto a los 6 kg. iniciales. Se amasa cuidadosamente para obtener una humedad homogénea, con ello ya se encuentran listas para ser compactadas. Este método es para cuando se especifica en obra el 95 % o 98 % de la densidad del ensayo de compactación, realizado con un pisón de 4,5 kg., altura de caída de 45,7 cm y compactada la muestra en 5 capas con 56 golpes por capa.

En este método, se van a compactar dos muestras en cinco capas con 56 golpes, dos con 25 y las últimas dos con 12 golpes, con compactador mecánico o manual, de pisón de 4,54 kg y caída libre de 45,7 cm. Para ello cada una de las muestras ya preparadas se van a introducir en los moldes de compactación los cuales deben ser previamente pesados con sus collares de extensión y placa base. Inicialmente se coloca un disco espaciador en cada molde, este tiene un espesor de 61,20 mm y un diámetro de 15,24 cm, que permite conseguir una altura de probeta de 11,66 cm. en todos los casos. Luego se introduce el suelo teniendo en cuenta el porcentaje de este por capa y se compacta la primera muestra en cinco capas con 56 golpes por capa. La segunda muestra se compacta con igual número de capas, pero con 25 golpes por capa y la tercera también en cinco capas y 12 golpes por capa. Se preparan dos probetas para cada condición. En las Figuras 3.1 y 3.2 se puede observar respectivamente las curvas densidad - humedad y densidad - esfuerzo de compactación que se obtienen.

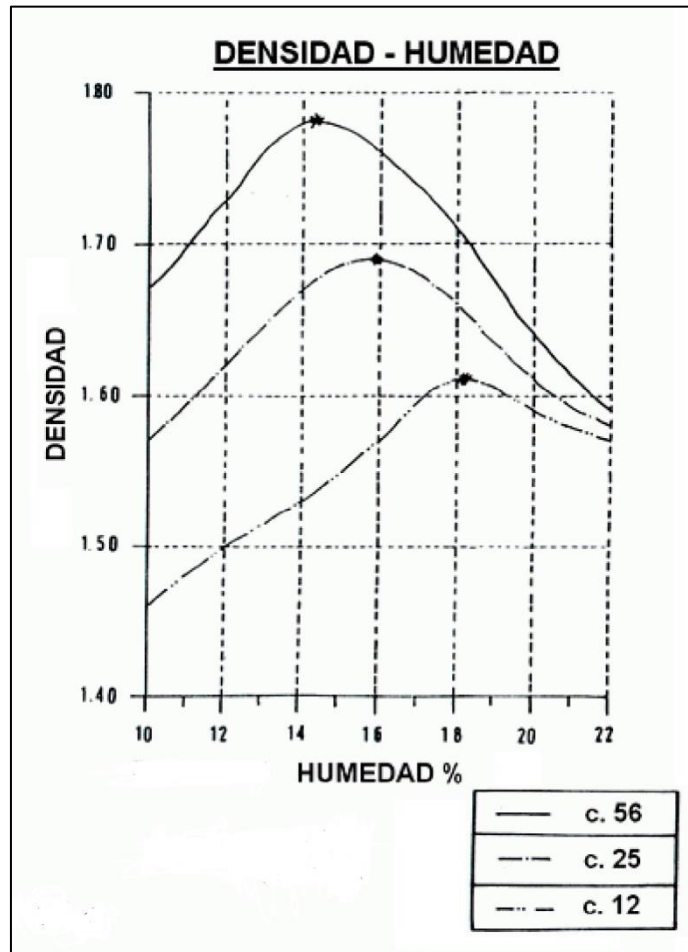


Figura 3.1: Curva Densidad – Humedad %.



Figura 3.2: Curva Densidad – Esfuerzo de compactación.

Posteriormente se determina la humedad de cada probeta sacando una muestra representativa del suelo. Esta no deberá diferir en 0,5 % de la óptima determinada en el ensayo de compactación. De no cumplirse este requisito deberá repetirse el ensayo. Seguidamente se quita el collar de extensión y se enrasa la muestra con una regla metálica recortándola a ras del borde. Colocamos un papel filtro sobre la cara enrasada. Aflojamos la base, retiramos el disco espaciador y damos vuelta el molde de manera que la parte superior quede abajo. Fijamos de nuevo la base, colocamos un papel filtro en la cara ahora superior, ajustamos el collar de extensión y pesamos todo el conjunto. Con el peso inicial de todo el conjunto, el de este sumado al del suelo humedecido y el volumen del molde obtenemos la densidad del suelo húmedo para cada probeta y luego con la humedad de la muestra determinamos la densidad del suelo seco. Mediante las expresiones:

$$D_{sh} = \frac{P_{sh}}{V_m} = \frac{(P_{sh} + P_m) - P_m}{V_m} \quad [g/cm^3] \quad (3.1)$$

$$D_{ss} = \frac{D_{sh}}{1 + \left(\frac{W(\%)}{100}\right)} \quad [g/cm^3] \quad (3.2)$$

Donde:

Dsh: densidad del suelo húmedo.

Dss: densidad del suelo seco.

Psh: peso del suelo húmedo.

Pm: peso del molde.

Vm: volumen del molde.

$$W (\%): \text{porcentaje de humedad} = \frac{Psh - Pss}{Pss - Ppf} \times 100 \quad (3.3)$$

Pss: peso del suelo seco.

Ppf: peso pesafiltro.

Este método se recomienda utilizarlo para suelos granulares y suelos finos de baja plasticidad, donde la variación del contenido de humedad no afecta su resistencia.

3.2.4 Método Dinámico completo

Por último, en el Método Dinámico completo con el suelo a ensayar se preparan 18 muestras, las cuales deberán humedecerse y compactarse con diferentes cantidades de agua, en forma tal de obtener una curva de compactación para cada una de las energías empleadas (56, 25 y 12 golpes) y, además, que todas ellas abarquen el "rango de humedad" con el que se permitirá trabajar en obra. Se obtendrán tres curvas de compactación, moldeando las probetas en cinco capas cada una, pero con 56 golpes por capa la primera curva, 25 golpes por capa para la segunda y 12 golpes por capa para la tercera. El procedimiento para compactar las probetas es similar al descrito anteriormente para el método dinámico simplificado. En la Figura 3.3 se puede observar la curva densidad - % humedad que se obtiene con este método.

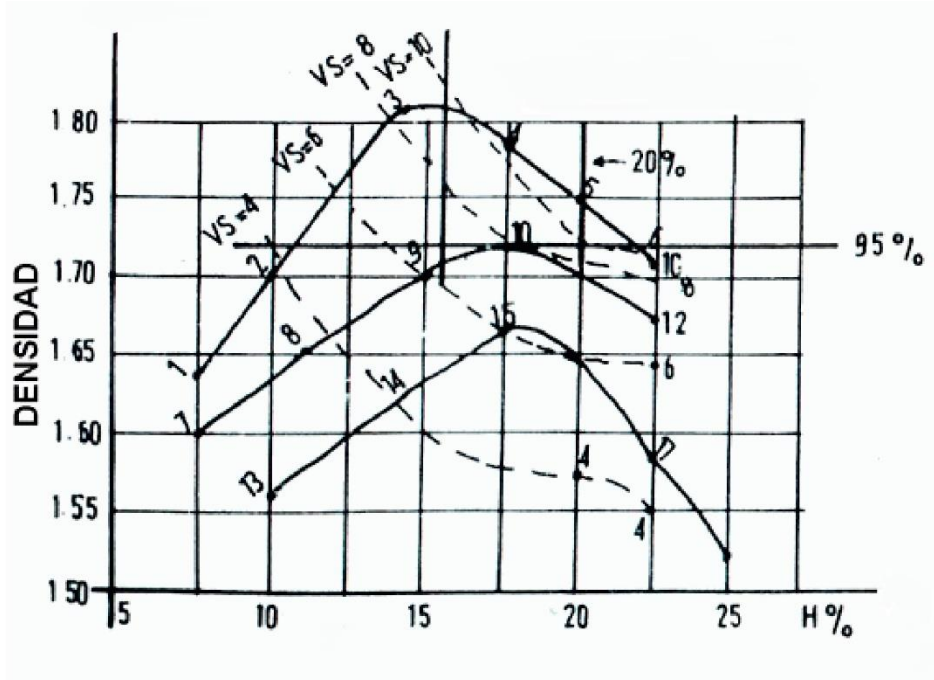


Figura 3.3: Curva densidad - % humedad. Método dinámico completo.

Este método se lo recomienda para suelos susceptibles a la humedad (suelos cohesivos o todos los suelos no limpios) o en los que se quiera evaluar el efecto del cambio en los contenidos de humedad en la resistencia.

3.2.5 Ejecución de los ensayos de hinchamiento y penetración

3.2.5.1 Etapa de hinchamiento

Para los cuatro métodos mencionados anteriormente el procedimiento es el mismo. A continuación, se describirán resumidamente los pasos, los cuales se especifican con mayor detalle en la Norma.

Luego de moldear y compactar las probetas, se sustituye la base del molde colocando en su lugar la base perforada (Figura 3.4). Se coloca sobre la superficie del suelo un disco de papel filtro, sobre este el plato perforado con vástago (Figura 3.5) y las pesas adicionales de 2,27 kg. que sean necesarias (Figura 3.6).

**MOLDE PARA LA DETERMINACION
DEL VALOR SOPORTE**

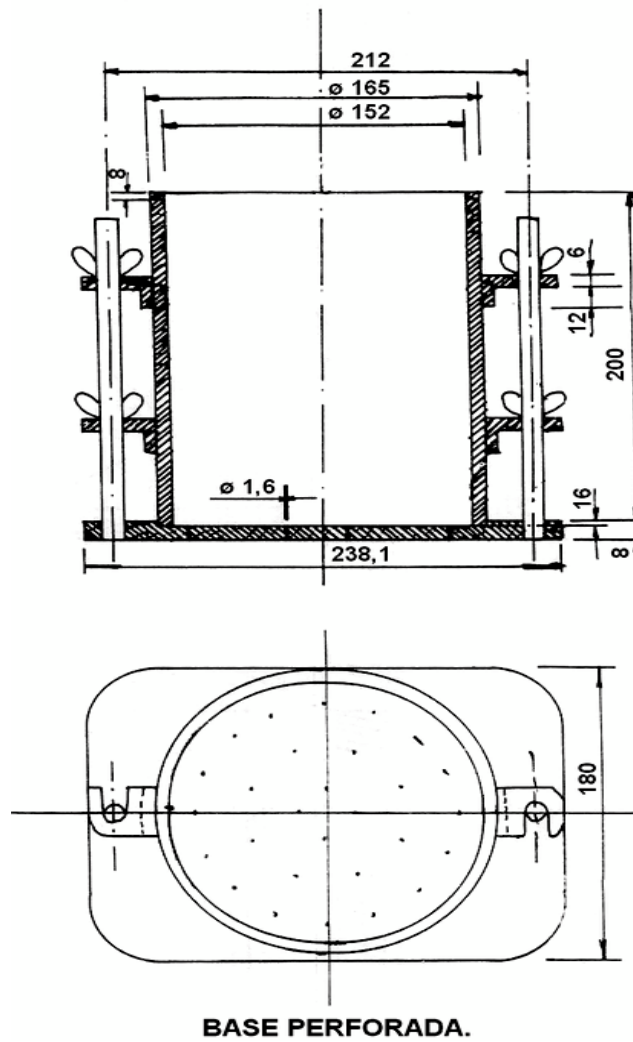


Figura 3.4: Molde de compactación y base perforada.



Figura 3.5: Plato perforado con vástago de altura regulable.



Figura 3.6: Pesas de sobrecarga adicional para determinación del hinchamiento.

Posteriormente se coloca sobre el molde el trípode con extensómetro y se regula el vástago del plato perforado hasta que su extremo superior toque el vástago del dial que debe estar en cero (Figura 3.7).



Figura 3.7: Trípode con dial extensométrico.

Se lleva el conjunto a una pileta llena de agua cubriéndose el molde en su totalidad. Debe permitirse el paso del agua en ambos extremos, tanto por encima como por debajo (Figura 3.8). La probeta será mantenida durante cuatro días en inmersión midiéndose todos los días el “hinchamiento”, registrándose las variaciones de altura diarios con el extensómetro (en centésimas de milímetro). Completado el cuarto día de inmersión y después de haberse leído el hinchamiento total, se retira el molde de la pileta. Se elimina el agua sujetando las pesas y luego se deja drenar en posición vertical durante 15 minutos, sacando las sobrecargas y el plato perforado.

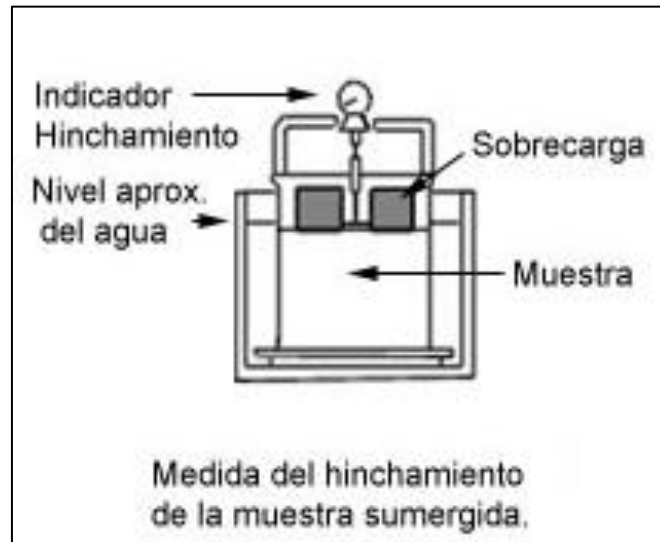


Figura 3.8: Molde introducido en agua con trípode, dial extensométrico y sobrecargas.

3.2.5.2 Etapa de penetración

Se coloca el molde en la base de la prensa de ensayo, provista del aro dinamométrico con una resistencia adecuada según el tipo de suelo que se trate (Figura 3.9). Se coloca sobre la superficie del suelo la sobrecarga anular de 4,54 kg. de peso (Figura 3.10). Esta sobrecarga simula el peso que tendrá el paquete estructural por encima del suelo. Luego se hace asentar el pistón de penetración a través del orificio central aplicando una carga pequeña de 4,54 kg. Una vez alcanzada esa carga, se colocan los diales del aro y el dial extensométrico colocado para medir la variación de altura cuando el pistón penetre la muestra en cero. Este debe fijarse al pistón de penetración y apoyar su vástago libre sobre el borde del molde o sobre un punto fijo solidario a él (Figura 3.11).



Figura 3.9: Aros dinamométricos.



Figura 3.10: Sobrecarga anular de 4,54 kg.

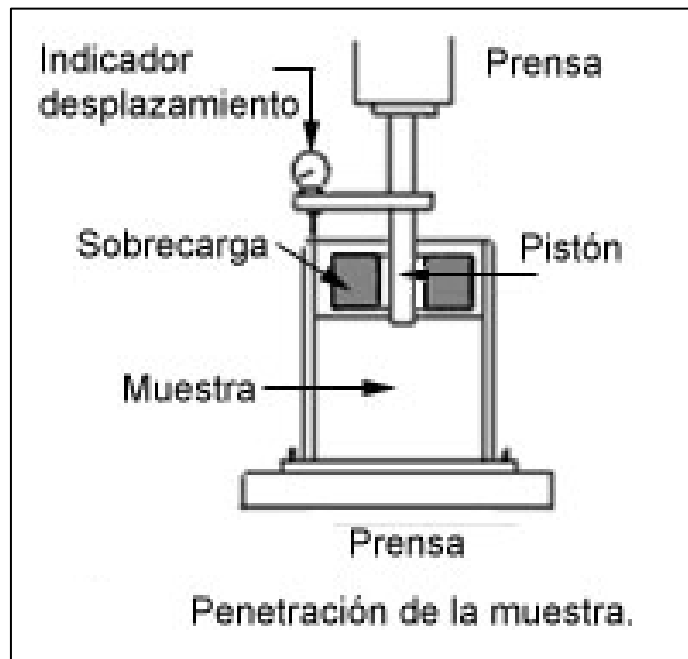


Figura 3.11: Muestra colocada en la prensa para penetración.

A continuación, se aplica la carga suavemente a una velocidad de avance del pistón igual a 1,27 mm/min. Se anotan las lecturas del dial del aro dinamométrico obtenidas para penetraciones de 0,64 mm, 1,27 mm, 1,91 mm, 2,54 mm, 5,1 mm, 7,6 mm, 10,2 mm y 12,7 mm. Las cuatro primeras lecturas servirán posteriormente para efectuar la corrección de la curva penetración – cargas en el caso que la misma resulta cóncava hacia arriba. Finalmente se descarga la prensa de penetración, se retira el molde y se quitan las sobrecargas.

En la Figura siguiente se pueden observar los elementos necesarios para la ejecución del ensayo de penetración e hinchamiento.

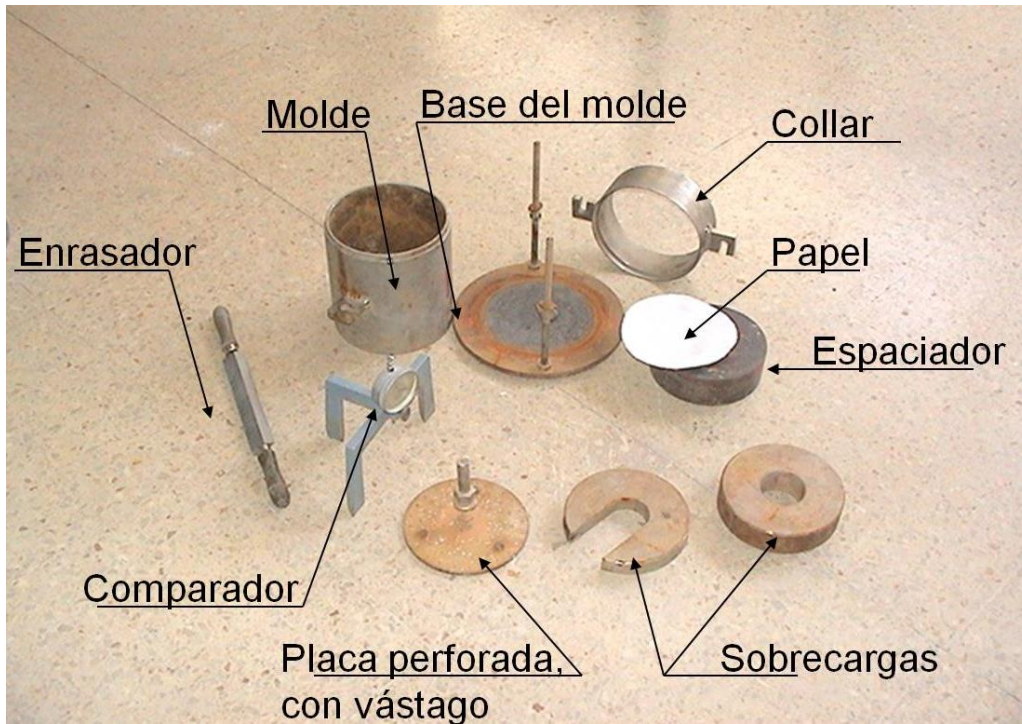


Figura 3.12: Equipo necesario para la realización del ensayo CBR en laboratorio.

3.2.6 Resultados. Métodos Estáticos

3.2.6.1 Cálculo del Hinchamiento

Se calcula por medio de la siguiente formula:

$$\text{Hinchamiento } \% = \frac{h_n \times 100}{h} \quad (3.4)$$

h_n : Lectura del hinchamiento en el último día de inmersión en cm.

h : altura de la probeta en cm.

Como valor orientativo se puede establecer que un % Hinchamiento ≤ 2 no presenta potenciales problemas. Esto aplica para todos los métodos.

3.2.6.2 Cálculo del Valor Soporte

Primero realizamos una corrección de las lecturas si corresponde. Para ello en un sistema de ejes rectangulares, se llevan en abscisas los valores de penetración en mm. y sobre las ordenadas los valores de las lecturas del aro. Uniendo por un trazo continuo los puntos obtenemos una curva similar a la representada en la Figura 3.13.

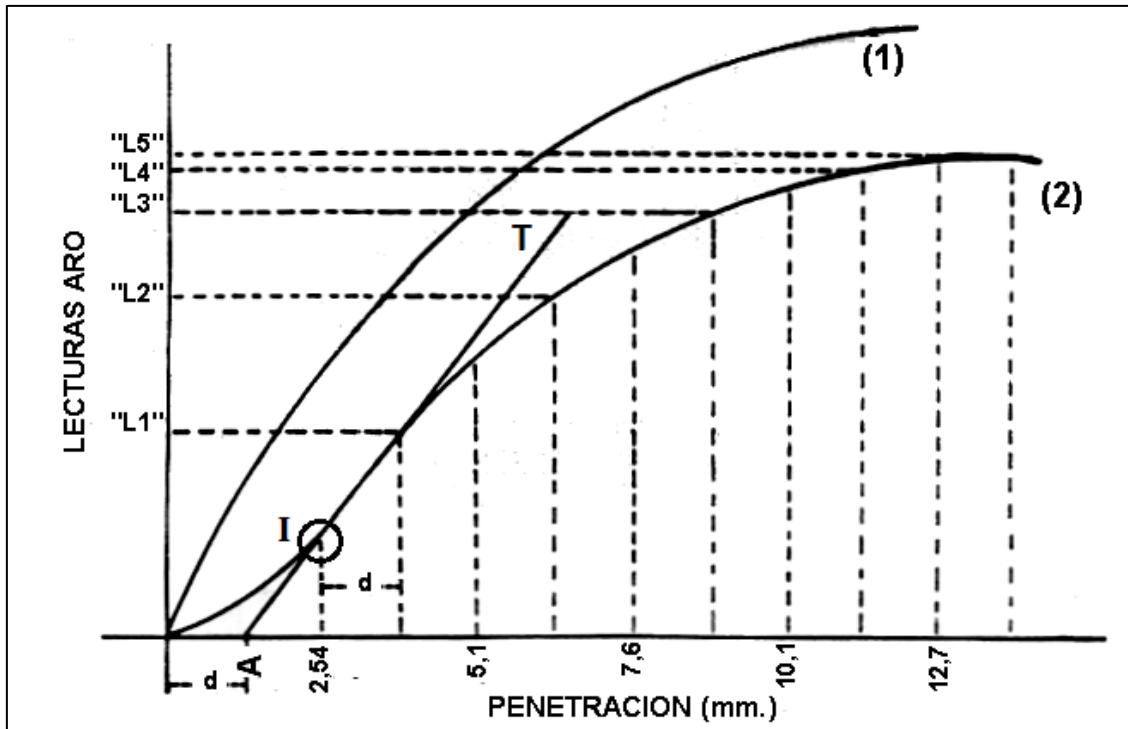


Figura 3.13: Curva lectura del dial del aro dinamométrico - penetración.

Si la curva presenta la forma señalada en (1), es decir, sin cambios de curvatura no corresponde hacer corrección y para el cálculo se toman directamente los valores de lectura correspondientes a los tomados en el ensayo.

Si la curva presenta la forma señalada en (2), es decir, con cambio de curvatura, se traza la tangente T por el punto de inflexión I. esta tangente corta el eje de las abscisas en un punto A que será el nuevo origen de las penetraciones. En consecuencia, los valores corregidos de las lecturas se obtendrán corriendo los valores 2,5 mm; 5,1 mm; 7,6 mm; 10,1 mm; y 12,7 mm. hacia la derecha en una

distancia "d" igual a la distancia de A al origen. Los verdaderos valores dinamométricos "L" a aplicarse en los cálculos se obtendrán en las ordenadas que corresponden a los puntos en que la curva de penetración intercepte la perpendicular trazada por los valores corregidos para cada penetración ("L1", "L2", "L3", etc.).

La resistencia a la penetración ofrecida por el suelo estudiado la determinamos mediante la siguiente formula:

$$RPU = \frac{L \times F}{S} \quad \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (3.5)$$

RPU: resistencia a la penetración.

L: lectura del dial del aro dinamométrico.

F: factor del aro de aro.

S: sección del pistón de penetración. Donde S= 19,3471 cm².

El Valor Soporte Relativo de un suelo se obtiene mediante la fórmula:

$$VSR = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.6)$$

RPU: resistencia a la penetración del suelo estudiado.

RPU n: Resistencia a la penetración del material tomado como patrón. Donde sus valores se expresan en la tabla 1 siguiente.

Tabla 3.1: Valores de resistencia a la penetración para el material patrón.

Material Patrón		
Penetración [pulgada]	Penetración [mm.]	RPU_n [kg/cm²]
0,1	2,5	70
0,2	5,1	105
0,3	7,6	133
0,4	10,1	161
0,5	12,7	182

Se define VSR, como la relación entre la carga unitaria en el pistón requerida para penetrar 0.1" (2,5 mm) y 0.2" (5,1 mm) en el suelo ensayado, y la carga unitaria requerida para penetrar la misma cantidad en una piedra picada bien gradada estándar (Figura 3.14); esta relación se expresa en porcentaje.

El VSR estará dado por el valor correspondiente a la penetración de 2,5 mm. Si el valor de la penetración de 5,1 mm. es mayor que el anterior se repetirá el ensayo. Si en la verificación el valor de la penetración de 5,1 mm sigue siendo mayor, deberá informarse éste como resultado del VSR.

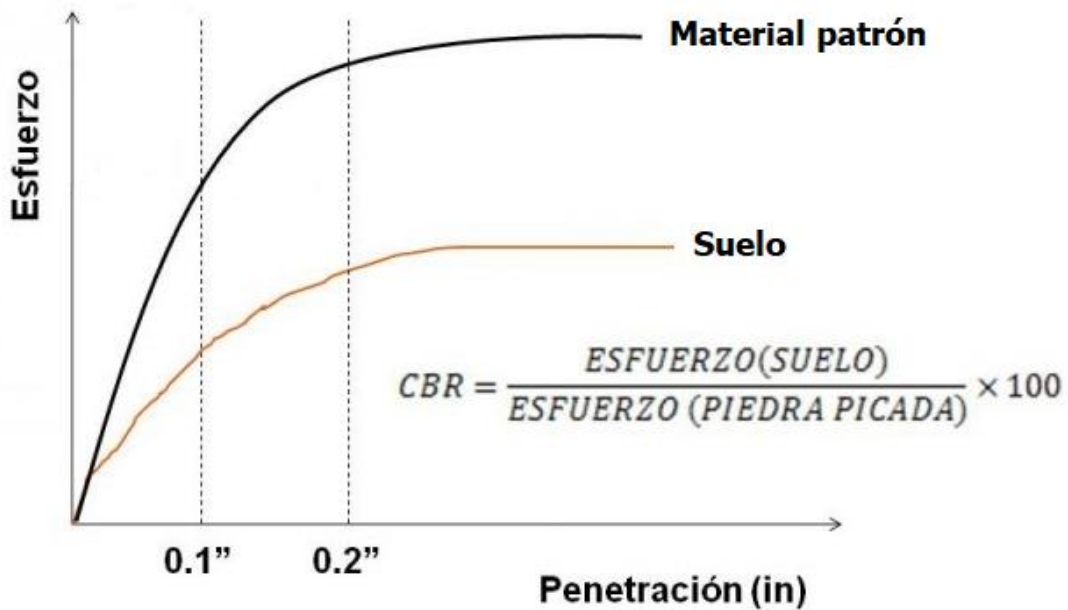


Figura 3.14: Curva esfuerzo - penetración para el suelo estudiado y el material patrón.

Los valores de CBR cercanos a 0% representan a suelos de pobre calidad, mientras que los más cercanos a 100% son indicativos de la mejor calidad.

3.2.7 Resultados. Método Dinámico Simplificado

3.2.7.1 Cálculo del Hinchamiento

En este caso el cálculo es similar al de los métodos estáticos, solo que como se dijo anteriormente cuando se describió como se compacta la muestra, al introducirse el disco espaciador se obtiene una probeta de 11,66 cm de altura. Reemplazando en la ecuación para determinar el % de hinchamiento tenemos:

$$Hinchamiento \% = \frac{h_n \times 100}{11.66 \text{ cm}} \quad (3.7)$$

h_n : Lectura del hinchamiento en el último día de inmersión en cm.

h : altura de la probeta= 11,66 cm.

3.2.7.2 Cálculo del Valor Soporte

Como se mencionó cuando se describió el procedimiento para compactar las probetas, se utiliza este método cuando se especifica en obra alcanzar el 95 % o 98 % del ensayo de compactación realizado con un pisón de 4,54 kg., caída de 45,7 cm., 5 capas y 56 golpes por capa.

Para realizar los cálculos de los valores de CBR se aplican las mismas fórmulas que en el caso de los métodos estáticos pero debido a que en este método se compactan dos probetas a 56 golpes, dos a 25 golpes y dos a 12 golpes, tendremos en total 6 valores de CBR. Por lo tanto, luego de realizar el ensayo de penetración, corregir las lecturas y obtener la resistencia a la penetración RPU para las 6 muestras, podremos determinar los valores de VSR aplicando las siguientes relaciones:

$$VSR_{56 \text{ golpes } (1)} = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.8)$$

$$VSR_{56 \text{ golpes } (2)} = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.9)$$

$$VSR_{25 \text{ golpes } (1)} = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.10)$$

$$VSR_{25 \text{ golpes } (2)} = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.11)$$

$$VSR_{12 \text{ golpes } (1)} = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.12)$$

$$VSR_{12 \text{ golpes } (2)} = \frac{RPU}{RPU_n} \times 100 \quad (3.13)$$

Estos también tomados para la resistencia a la penetración en 2,5 mm y 5,1 mm. El VSR estará dado por el valor correspondiente a la penetración de 2,5 mm. Si el valor de la penetración de 5,1 mm es mayor que el anterior se repetirá el ensayo. Si en la verificación el valor de la penetración de 5,1 mm sigue siendo mayor, deberá informarse éste como resultado del VSR.

3.2.7.3 Representación de resultados

En un sistema de ejes rectangulares, llevamos sobre las abscisas los valores de CBR de las probetas ensayadas y compactadas con 12, 25 y 56 golpes y sobre las

ordenadas los valores de las densidades de cada una de ellas. Uniendo por un trazo continuo los puntos así determinados se obtiene un gráfico como el de la Figura 3.15.

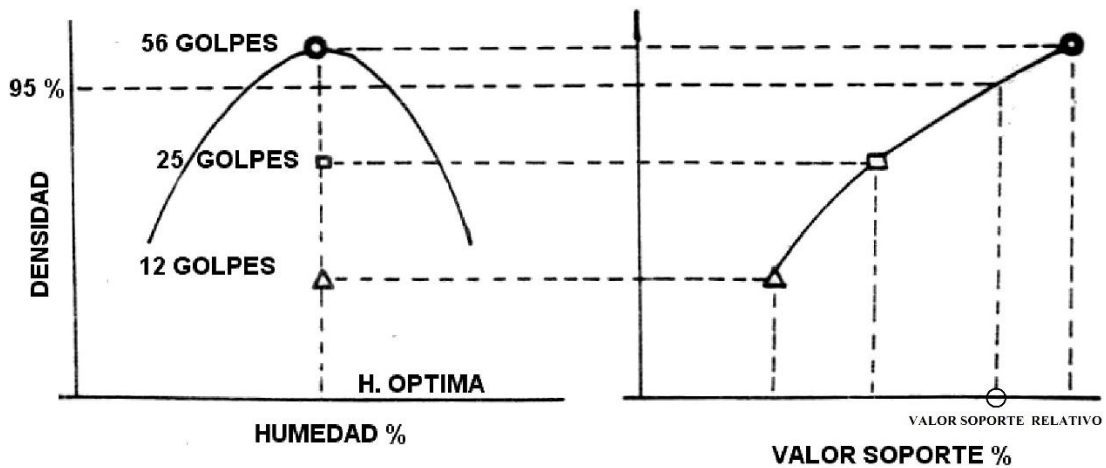


Figura 3.15: Curva densidad – VSR en probetas de 12, 25 y 56 golpes.

Entrando con el 95 % o el 98 % de la densidad seca máxima del ensayo de compactación, se intercepta a la curva y bajando una perpendicular desde el punto de intersección, donde ésta corta el eje de las abscisas se obtiene el valor de VSR. Este valor deberá ser mayor o igual que el especificado.

3.2.7.4 Observaciones

Cálculo de la sobrecarga: la sobrecarga a utilizar nunca debe ser inferior a 4,54 Kg. y debe ser igual al peso que se colocará encima de cada suelo con una apreciación +/- 2,27 Kg. En base a lo dicho se deberá estimar el V.S.R. del suelo a ensayar y de este dato supuesto, deducir el espesor de la estructura que soportará. Este espesor multiplicado por la sección del molde y por la “densidad” de las distintas capas de la estructura, dará el valor de la sobrecarga a colocar. La sobrecarga será de la misma magnitud tanto para el período de embebimiento, como durante el ensayo de penetración.

El ensayo debe efectuarse por duplicado; y si los resultados difieren en más de un 20 % uno de otro, especialmente en las dos primeras penetraciones, debe efectuarse un tercer ensayo. Si el material no alcanza para este tercer ensayo, debe informarse el que acusa menores valores.

La humedad de moldeo debe ser la más próxima posible a la humedad fijada para el ensayo. Si la misma excediera este valor en 0,5 debe repetirse el ensayo

Si la muestra ensayada tiene material granular la humedad después de embebida se determina con la totalidad de la probeta, secando en bandeja para obtener mayor precisión.

Si el material a ensayar presenta dificultades para su mezcla homogénea con el agua incorporada, se mezcla lo más uniformemente posible y se deja en ambiente húmedo durante 24 horas. Después de este período deberá volverse a mezclar.

3.2.8 Resultados. Método Dinámico Completo

3.2.8.1 Cálculo del Hinchamiento

El cálculo es igual al del método dinámico simplificado, por lo tanto, tenemos:

$$\text{Hinchamiento } \% = \frac{h_n \times 100}{11.66 \text{ cm}} \quad (3.14)$$

h_n : Lectura del hinchamiento en el último día de inmersión en cm.

h : altura de la probeta= 11,66 cm.

3.2.8.1 Cálculo del Valor Soporte

Como se comentó anteriormente este método se lo utiliza para suelos altamente plásticos que tienen una variación de su resistencia con el contenido de humedad o grado de saturación. Por lo tanto, la Norma establece recomendaciones según el tipo de suelo que se estudie.

En el caso de arenas y gravas friables, son suelos generalmente de fácil compactación a alta densidad y con altos contenidos de humedad. Las probetas deben prepararse

con alta energía de compactación y con contenidos de humedad similares a las que se utilizarán en el terreno.

Si se comprueba que el valor soporte no se reduce al embeber las probetas, no es necesario repetir la inmersión en ensayos a realizar posteriormente.

Para los suelos cohesivos se debe realizar un análisis mayor. En estos suelos es necesario obtener información apta para determinar su comportamiento en un entorno previsible de contenidos de humedad, por medio de probetas representativas. En este caso se utilizará el Método Dinámico Completo.

Para verificar la validez de los resultados de ensayos de compactación, se vuelcan los datos de densidad máxima y trabajo de compactación por unidad de volumen. Generalmente deberá obtenerse una relación lineal en el diagrama.

En la figura 3.16 B se encuentran representados los resultados de un ensayo aplicando el método Dinámico Completo.

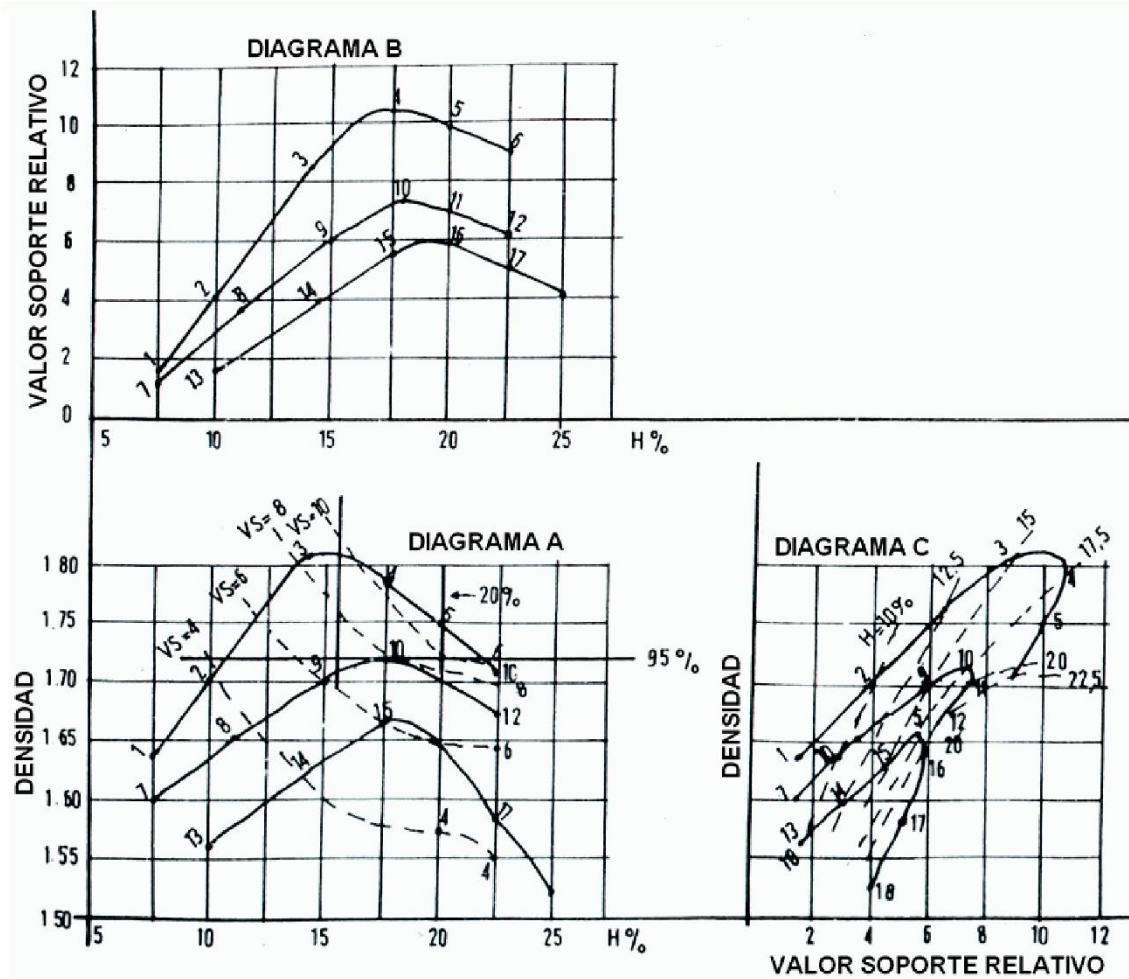


Figura 3.16: Resultados de un Ensayo para determinar el VSR aplicando el Método Dinámico Completo.

En el Diagrama A, figuran las curvas de compactación, densidad - humedad en líneas llenas y para las energías que corresponden a este Método.

En el diagrama B se indican las correspondientes relaciones humedad - valor soporte.

En el diagrama C, se representan las relaciones entre densidad y valor soporte para los puntos correspondientes de los diagramas A y B.

Utilizando los resultados de los diagramas A y B pueden volcarse en el diagrama C líneas de igual contenido de humedad, representadas en este caso por líneas cortadas. Cada línea vertical en el diagrama C indica valor soporte constante.

Pueden así hallarse en orden sucesivo puntos de igual valor soporte que estarán definiendo valores numéricos de humedad y densidad.

De esta forma se obtienen líneas de igual valor soporte en el Diagrama A, marcando como líneas cortadas, que se superponen a las curvas de densidad. El diagrama A permite sacar conclusiones sobre el valor soporte a adoptar, las que surgen del ejemplo siguiente:

Se ha especificado una densidad mínima del 95 % de la máxima según Ensayo V (Norma VN-E5-67). La humedad de compactación puede ser controlada en obra entre el 16 % y el 20 %.

El valor soporte oscilará entre el 7 % y el 9 % en este caso. Si la humedad de compactación en obra descendiera al 13 %, el valor soporte también descendería al 6 %.

3.2.9 Informe de Resultados

El informe debe contener información del proyecto, localización, identificación de la muestra, profundidad de extracción, resultados del ensayo de compactación: % de humedad y densidad seca máxima, curvas de ensayo de penetración, correcciones en las mismas, curva densidad - valor soporte para los métodos dinámicos, valor de la densidad de cada probeta que se ensaya, contenido de humedad, resultado del % de hinchamiento, valores de VSR para la resistencia a la penetración en 2,5 mm y 5,1 mm, valor del CBR final.

A continuación, en la Figura 3.17 se presenta una planilla modelo utilizada para la presentación de los resultados de un ensayo CBR realizado mediante el Método Dinámico Simplificado.

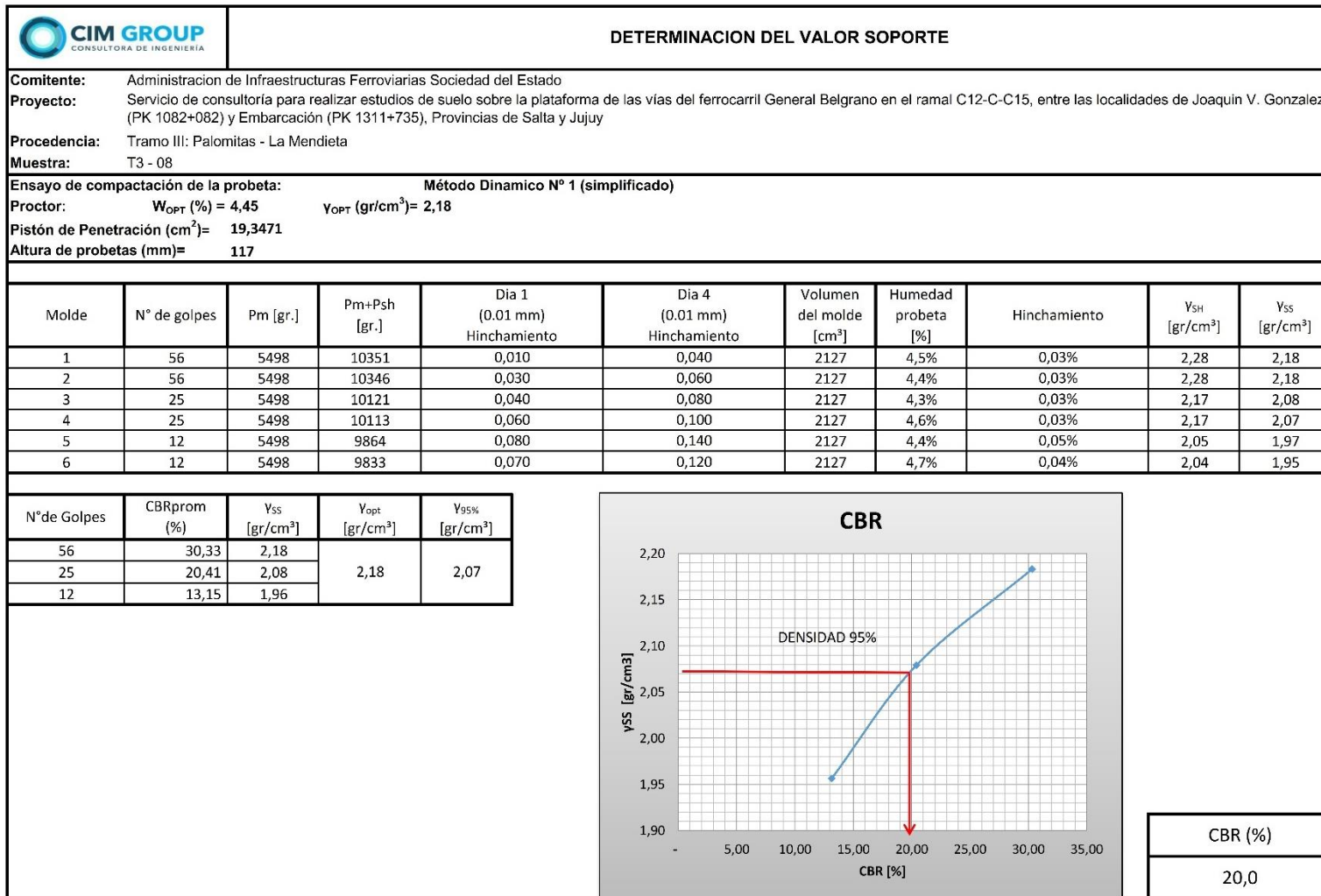


Figura 3.17: Planilla de resultados de un ensayo para la determinación del Valor Soporte Relativo.

3. 3 - DETERMINACION DEL VALOR SOPORTE RELATIVO DE SUELOS IN SITU

El procedimiento para realizar el ensayo para determinar el valor CBR in situ se describe en la norma ASTM D4429 - 93. Esta norma establece el procedimiento que se debe seguir para determinar la relación de soporte de California (CBR, California Bearing Ratio), de un suelo ensayado "in situ", mediante la comparación entre la carga de penetración del suelo y la de un material estándar de referencia.

Es un método adecuado para determinar la capacidad soporte de un material en el lugar donde será sometido a las sollicitaciones de la estructura que soportará, verificando la resistencia requerida. Debería realizarse cuando se presenten materiales dudosos y en movimientos de tierra importantes. Básicamente la fase de penetración de este ensayo es similar a la descrita en el ensayo para determinar el valor soporte relativo en laboratorio.

Los ensayos de CBR in situ son usados para evaluación y diseño de las capas de un pavimento flexible como base, sub- base y sub- rasante y para otras aplicaciones (como vías sin capa de rodadura) para las cuales el CBR es el parámetro de resistencia deseado. Si el CBR in situ se va a usar directamente para evaluación o diseño sin considerar su variación debida a cambios en el contenido de agua, el ensayo se debe realizar en cualquiera de las siguientes condiciones: (a) Cuando el grado de saturación (porcentaje de "vacíos" llenos con agua) es 80% o mayor, (b) cuando el material es de grano grueso y no cohesivo, así que no es afectado de manera significativa por cambios en la humedad o (c) cuando el suelo no ha sido modificado por actividades de construcción durante los dos últimos años anteriores al ensayo. En el último caso, la humedad realmente no se vuelve constante, sino que generalmente fluctúa dentro de un rango más bien estrecho. Por lo tanto, los datos del ensayo de campo se pueden usar para encontrar de manera satisfactoria la capacidad promedio de soporte de carga.

Debemos tener en cuenta, que los ensayos de campo pueden ser utilizados para diseñar bajo condiciones determinadas de humedad, densidad y características generales del material ensayado. Sin embargo, cualquier alteración significativa por compactación, maniobra o cambio de humedad puede afectar la resistencia del suelo y

dejar sin validez los resultados del ensayo efectuado previamente, conduciendo a la necesidad de un nuevo ensayo y nuevo s análisis.

3.3.1 Procedimiento del ensayo

Los pasos para la realización del ensayo son los siguientes:

1. Se prepara la superficie que va a ser ensayada, retirando el material suelto y superficial que no sea representativo del suelo que se va a ensayar. Se debe preparar un área de ensayo tan uniforme y horizontal como sea posible. Cuando se trate de materiales de base no plásticos, se debe tener especial cuidado para no alterar la superficie de ensayo. El espaciamiento de los ensayos de penetración debe ser tal, que la operación en un punto no altere el suelo del siguiente punto que va a ser penetrado. Esta separación debe ser como mínimo 175 mm (7") en suelos plásticos y de 380 mm (15") en suelos granulares gruesos.
2. Se sitúa sistema de reacción de modo que el centro del mismo quede directamente sobre la superficie por ensayar. Se instala el gato hidráulico debajo de la viga o dispositivo de reacción.
3. Se debe asegurar el adaptador del pistón al extremo inferior del anillo, se adiciona el número necesario de extensiones hasta alcanzar una altura menor de 125 mm (4.9") sobre la superficie de ensayo y se conecta el pistón de penetración. Se sujeta el gato en su sitio. Se debe comprobar el nivel del montaje del gato para asegurar la verticalidad del montaje y hacer los ajustes que sean necesarios.
4. Se coloca la sobrecarga de 4.5 kg (10 lb) debajo del pistón de penetración, de tal forma que cuando baje el pistón, éste pase a través del agujero central.
5. Se asienta el pistón bajo una carga inicial de aproximadamente 21 kPa (3 psi). Para materiales de base con una superficie irregular, se coloca el pistón sobre una delgadísima capa de polvo de trituración de piedra caliza tamizada (mallas No.20 -No.40) o de yeso.
6. Si es necesario para lograr una superficie uniforme, se levanta la platina de carga mientras todavía está actuando la carga inicial sobre el pistón y se

- espolvorea uniformemente arena fina, en un espesor de 3 a 6 mm (0.12 a 0.24"), sobre la superficie que va a estar cubierta por la placa.
7. Se fija el soporte del dial de penetración al pistón y se sujeta el dial a dicho soporte.
 8. Se coloca en cero las lecturas de ambos diales.
 9. Se aplica la carga al pistón de penetración de tal manera que la velocidad aproximada de penetración sea de 1.3 mm (0.05") por minuto.
 10. Se deben registrar las lecturas de carga para cada 0.64 mm (0.025") de incremento de penetración hasta una profundidad final de 12.70 mm (0.5").
 11. Se calculan el esfuerzo para cada incremento en la penetración en porcentaje.
 12. Al finalizar el ensayo, se debe obtener una muestra en el punto de penetración para determinar la humedad. También se debe determinar la densidad en un sitio alejado de 100 a 150 mm (4" a 6") del punto de penetración.



Figura 3.18: Ejecución del ensayo CBR in-situ entre las vías del tren.

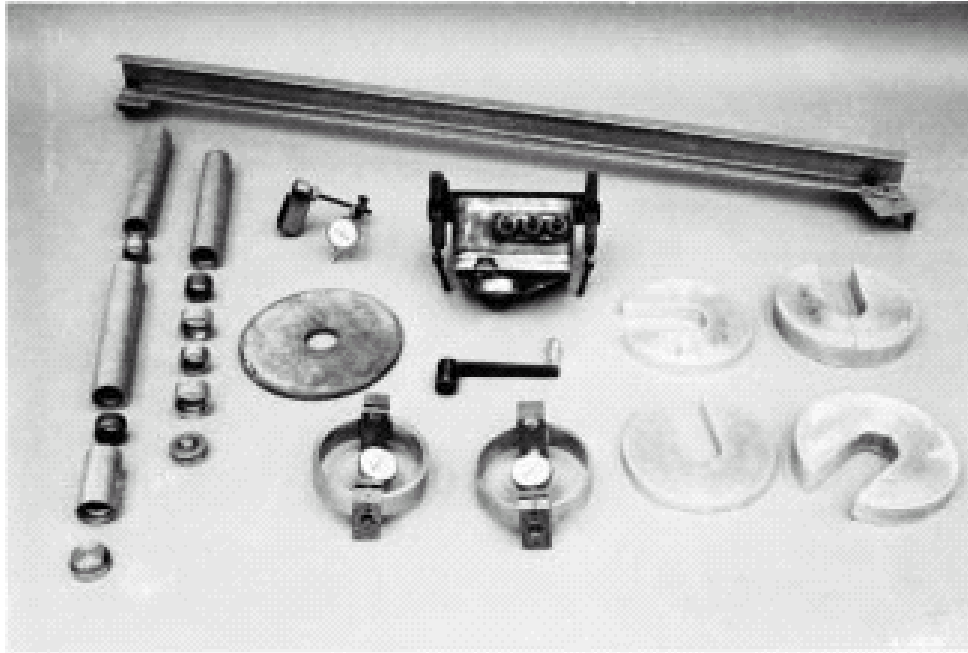


Figura 3.19: Equipo necesario para realizar el ensayo en campo.

3.3.2 Cálculos

El ensayo de penetración y los cálculos del CBR in-situ se realizan de la misma manera que en el caso del ensayo CBR en laboratorio.

Primeramente, se calcula el esfuerzo de penetración para cada incremento de penetración, dividiendo la fuerza aplicada por el área del pistón. Se dibuja la curva de Esfuerzo vs. Penetración para cada incremento de penetración, como se muestra en la Figura 3.20. En ocasiones, la curva de Esfuerzo vs. Penetración puede en su parte inicial resultar cóncava hacia arriba, debido a irregularidades de la superficie u otras causas, en tales casos, el punto cero se debe ajustar como se encuentra indicado en la figura.

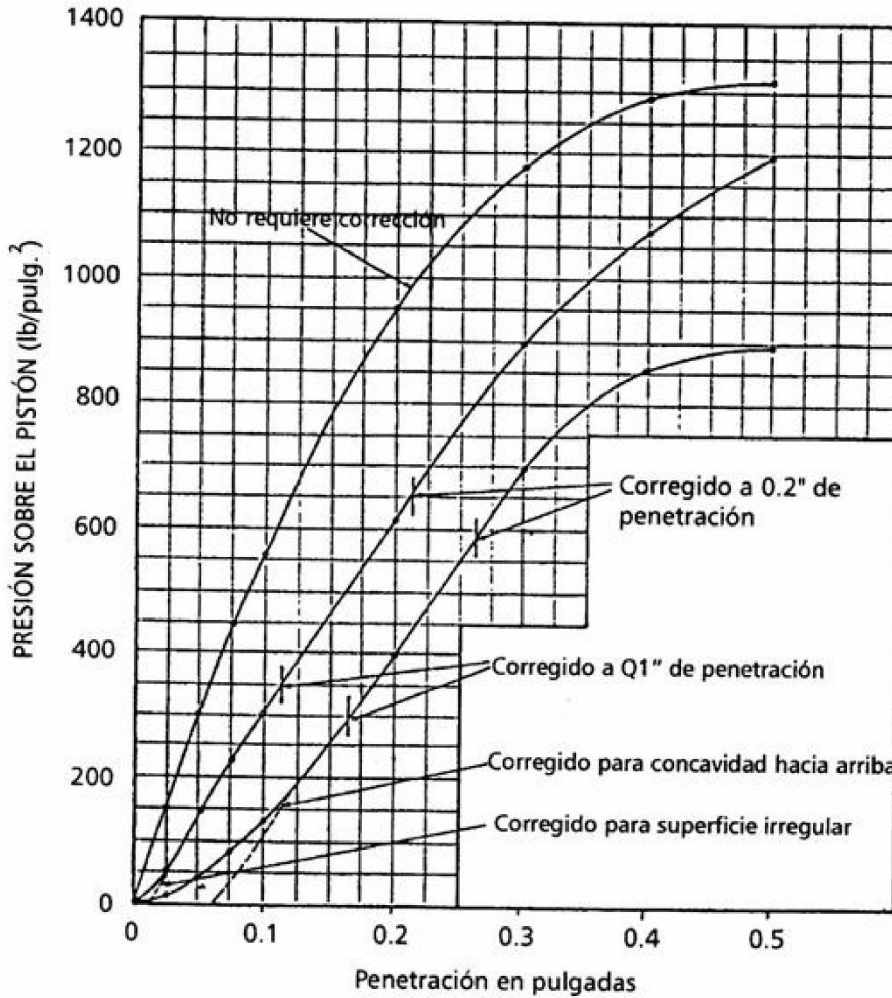



Figura 3.20: Curva ensayo de penetración y correcciones.

3.3.3 Informe

El informe debe contener la localización donde se realizó el ensayo, el Proyecto, identificación de la muestra, la profundidad, curva de esfuerzo-penetración, correcciones para los esfuerzos en 0,1" y 0,2", valores de CBR para ambas penetraciones.

A continuación, en la Figura 3.21, se muestra un ejemplo de presentación de los resultados de un ensayo.

		ENSAYO CBR IN SITU ASTM D4429-93			
Comitente:	Administración de Infraestructuras Ferroviarias Sociedad del Estado				
Proyecto:	Servicio de consultoría para realizar estudios de suelo sobre la plataforma de las vías del ferrocarril General Belgrano en el ramal C12-C15, entre las localidades de Joaquin V. Gonzalez (PK 1082+082) y Embarcación (PK 1311+735), Provincias de Salta y Jujuy.				
Procedencia:	Tramo III: Palomitas - La Mendieta				
Muestra:	T3 - 09				
Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm2)	Deformación (mm)	Datos del Pistón	
10	147,27	7,27	0,00	Diámetro (cm)	Área (cm2)
19	283,15	13,97	0,64		
21	313,34	15,46	1,28	5,08	20,27
25	373,73	18,44	1,92		
27	403,93	19,93	2,56	Tension corregida para penetracion de 0,1"	
29	434,12	21,42	3,20	19,93	
30	449,22	22,16	3,84		
35	524,71	25,89	4,48		
37	554,90	27,38	5,12		
40	600,19	29,61	5,76	Tension corregida para penetracion de 0,2"	
44	660,58	32,59	6,40	27,38	
48	720,97	35,57	7,04		
49	736,07	36,32	7,68		
50	751,17	37,06	8,32		
51	766,26	37,81	8,96		
52	781,36	38,55	9,60		
52	781,36	38,55	10,24		
52	781,36	38,55	10,88		
54	811,56	40,04	11,52		
55	826,65	40,79	12,16		
55	826,65	40,79	12,80		

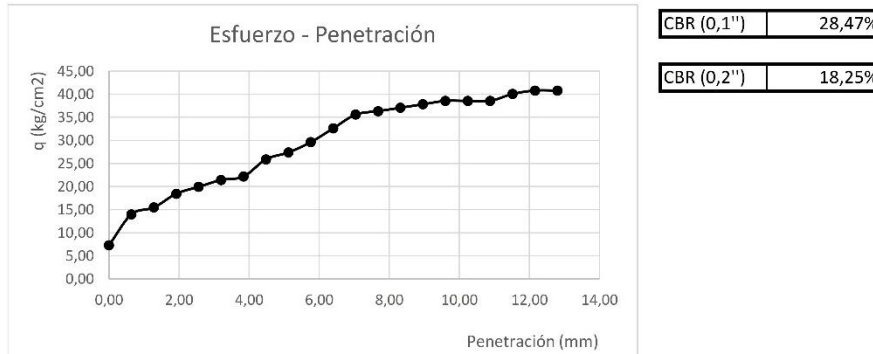


Figura 3.21: Presentación de resultados ensayo CBR in-situ.

3. 4 - APLICACIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO PARA LA DETERMINACION DEL VALOR SOPORTE RELATIVO EN SUELOS

Como se mencionó en la introducción del capítulo, el ensayo se emplea para evaluar la resistencia potencial de materiales de subrasante, subbase y base, incluyendo materiales reciclados para empleo en pavimentos y la de los suelos pertenecientes a caminos existentes. Por otro lado, el valor de CBR obtenido en esta prueba forma parte integral de varios métodos de diseño de pavimentos rígidos y flexibles.

3.4.1 Aplicación del VSR para uso en bases, subbases y subrasantes

A partir de su valor y las condiciones de los pliegos podemos verificar si puede usarse el suelo tanto para subrasantes, subbases y bases. Además, evaluar los suelos de las distintas capas de una vía existente.

A continuación, se presentan valores orientativos de CBR o VSR según la función del material en el paquete estructural:

Base: $CBR \geq 80 \%$.

Subbase: $CBR \geq 40 \%$.

Subrasante buena: $CBR \geq 8 \%$.

Subrasante regular a pobre: CBR entre 5 % y 1 %.

Mediante los resultados obtenidos y verificando los valores anteriores o los establecidos en los pliegos podremos establecer las condiciones de resistencia en que se encuentran los suelos de una capa existente o si pueden utilizarse para las capas correspondientes que componen el paquete estructural de un pavimento flexible.

3.4.2 Aplicación del VSR para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles

La resistencia de los suelos de la subrasante, que se determina y utiliza para el diseño de pavimentos, se encuentra caracterizada por medio del Módulo de Resiliencia (MR), considerado una propiedad fundamental para caracterizar los materiales de la sección de un camino. Este puede ser determinado a partir de mediciones de deflexiones dinámicas in-situ, o a través de ensayos in-situ o de ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio. Estos ensayos son de difícil implementación, con tiempos prolongados y con un equipamiento sofisticado que no es de fácil adquisición, por tal motivo se han establecidos correlaciones con otros ensayos más conocidos como el del CBR para determinarlo indirectamente.

Por lo tanto, mediante la determinación del valor de CBR en laboratorio y las correlaciones empíricas podemos determinar el Módulo de Resiliencia, que es un parámetro fundamental en el diseño de pavimentos rígidos y flexibles.

CAPÍTULO 4

ENSAYO DE PLATO DE CARGA

CAPÍTULO 4

ENSAYO DE PLATO DE CARGA

4.1 - INTRODUCCION

En el presente capítulo se describe el ensayo de Plato de carga.

El ensayo de plato de carga permite determinar las características de resistencia - deformación de un terreno. Consiste principalmente en aplicar una carga estática al suelo natural donde se va a realizar la fundación de la estructura y medir los asentamientos producidos en el proceso de carga. Este ensayo se caracteriza por representar un modelo a escala de una fundación real. La carga se aplica sobre una placa rígida o flexible que transfiere la misma al suelo y se produce mediante un gato hidráulico o carga muerta. Si se utiliza un gato hidráulico, es necesario colocar por encima un elemento de reacción de peso suficiente capaz de soportar la carga máxima estimada para la realización del ensayo. Los asentamientos se miden con la utilización de comparadores mecánicos o digitales.

El objetivo principal del ensayo es determinar la capacidad de carga del suelo sobre el cual se realiza y medir los asentamientos producidos durante las sollicitaciones. Al medir durante la realización del ensayo la carga y los asentamientos, podemos construir una curva carga versus asentamientos y partir de la misma obtener el “*Coeficiente de Balasto*”, también conocido como “*Módulo de Reacción*” o “*Coeficiente de Sulzberger*” y además determinar un valor de presión admisible (σ_{adm}) con que podemos cargar ese estrato, sin producir asentamientos nocivos para la construcción. El Coeficiente de Balasto (k) se define como la relación entre la tensión aplicada a la placa de carga y el asentamiento sufrido por la misma para una penetración de la placa en el terreno de 0,05” (0,127 cm). También podemos obtener mediante ecuaciones experimentales el Módulo de elasticidad del suelo (E).

La información brindada por el ensayo se puede utilizar en la Evaluación y Diseño de pavimentos rígidos y flexibles o realizar estudios sobre la estabilidad de pavimentos existentes

A continuación, se presenta con mayor detalle el procedimiento para realizar el ensayo de plato de carga y sus aplicaciones.

4. 2 - DESCRIPCION DEL ENSAYO

4.2.1 Generalidades

El procedimiento, equipo necesario y lineamientos generales del ensayo se describen detalladamente en la Norma ASTM D-1194. En este Capítulo se describen algunas de sus características fundamentales.

El ensayo consiste en la aplicación de una carga estática transferida al suelo mediante una placa rígida o flexible, de forma circular o rectangular, cuyas dimensiones mínimas están establecidas en la norma citada y son; 30 cm de diámetro o lado, según sea la forma de la placa y 2.5 cm de espesor. La carga puede ser aplicada mediante un mecanismo hidráulico, o bien mediante carga muerta y su medición se realiza mediante celdas de carga o manómetros calibrados. En el caso de emplear el accionamiento de un gato hidráulico es necesaria la colocación de una viga de reacción capaz de soportar la máxima carga estimada para la realización del ensayo, como puede observarse en la Figura 4.1.

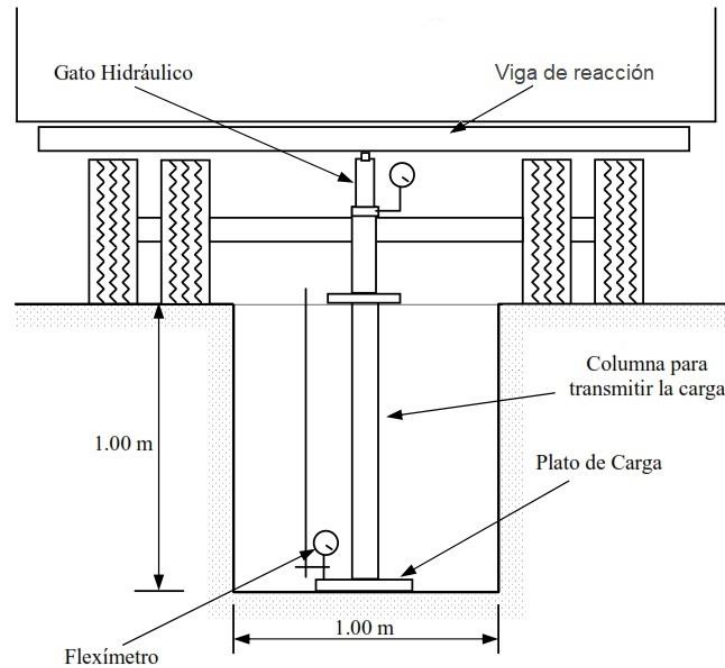


Figura 4.1: Esquema del equipo necesario para realizar el ensayo mediante gato hidráulico.

La carga actuante sobre la placa se aplica gradualmente en incrementos iguales de carga cuyo valor no supere los 95 kPa y, en su defecto, no mayores a un 10% del total estimado de la carga de rotura del suelo. Para la medición de los asentamientos originados en cada salto de carga se emplean comparadores mecánicos (flexímetros), generalmente fijados a vigas de referencia independientes del sistema de carga. Cada salto de carga debe mantenerse constante hasta que los asentamientos se estabilicen. Diversos autores proponen diferentes criterios para considerar que los asentamientos alcanzan una situación de equilibrio.

4.2.2 Procedimiento

1. Se prepara la superficie que va a ser ensayada, retirando el material suelto y superficial que no sea representativo del suelo que se va a ensayar. Se debe preparar un área de ensayo tan uniforme y horizontal como sea posible.

Debemos tener en cuenta la cota de fundación sobre la cual va a ser apoyado el paquete estructural.

2. Situamos el sistema de reacción de modo que el centro de este quede directamente sobre la superficie por ensayar.
3. Colocamos el plato de carga bien nivelado sobre el terreno a ensayar empleando un nivel de burbujas centrado con el elemento de reacción, por encima de este instalamos el gato hidráulico que tiene que transmitir la carga centralmente, para ello podemos fijarlo mediante tornillos al plato. Se debe comprobar el nivel de montaje del gato para asegurar la verticalidad y hacer los ajustes que sean necesarios. Una vez ubicado el gato comenzamos a aplicar carga hasta que alcance el nivel del sistema de reacción y quede fijo para luego comenzar con el primer salto de carga.
4. Colocamos la viga porta flexímetros de referencia cuyos soportes deben estar a una distancia mayor a 2,0 m. Sujetamos los flexímetros a la viga para medir los asentamientos. Generalmente se utilizan tres comparadores y deben apoyarse a no más de 6 mm de la placa desde el borde y están dispuestos en 120° uno del otro, como puede observarse en la Figura 4.2.

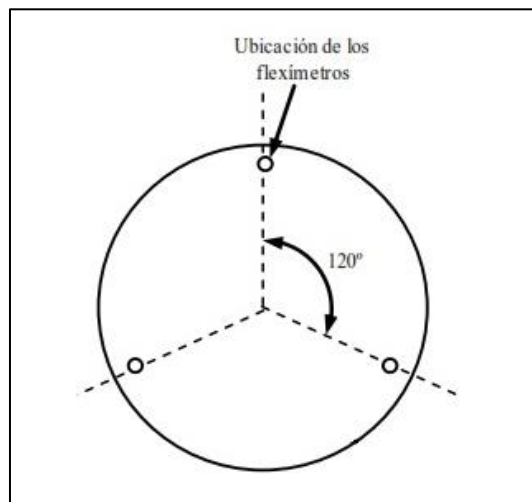


Figura 4.2: Disposición de los comparadores para la medición de los asentamientos.

5. Fijamos los flexímetros a la viga de referencia teniendo cuidado de que estén bien ajustados y no se produzcan movimientos. En la Figura 4.3 se puede ver

un método de fijación de los flexímetros a la viga utilizando bases magnéticas y placas soldadas a varillas fijadas en el plato de carga.

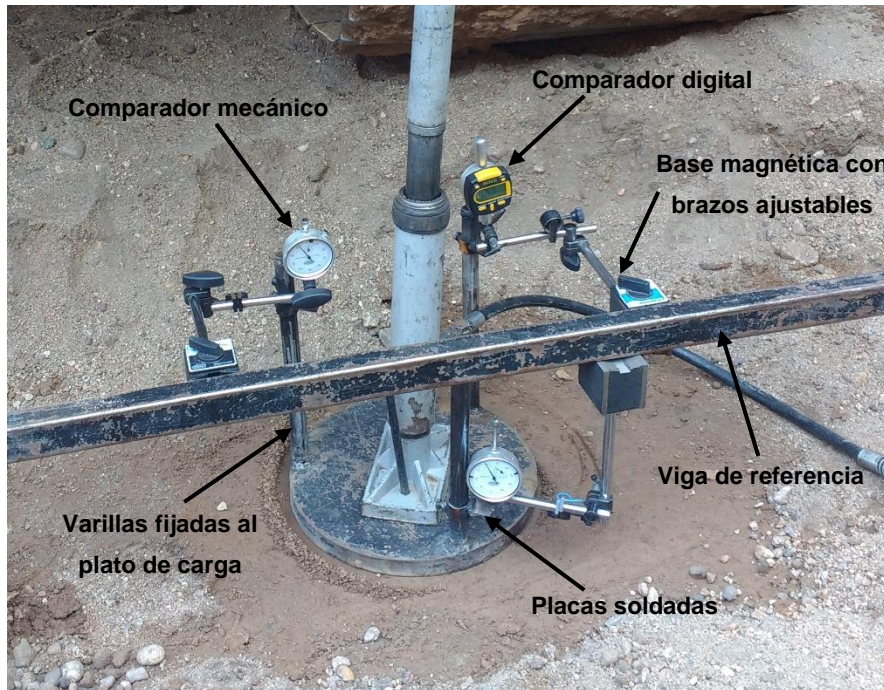


Figura 4.3: Fijación de flexímetros a la viga utilizando bases magnéticas.

- Una vez ensamblados los elementos, asentamos el plato de carga mediante una rápida aplicación y descarga, de una carga suficiente para producir una deflexión de no menos de 0.25 mm y no mayor a 0.50 mm. Cuando las agujas de los diales se estabilicen luego de la descarga se reasienta la placa con la mitad de la carga que produjo la deflexión anterior. Finalmente, cuando las agujas se hayan estabilizado nuevamente se ajusta cada dial a su marca cero. Tomamos la lectura inicial de los flexímetros.
- Una vez ensamblados todos los elementos se comienza con el procedimiento de carga, para lo cual se suministra carga al críquet hasta alcanzar el valor de la presión del primer salto de carga. Las cargas se aplican a velocidad moderada en incrementos uniformes. Las cargas deben aplicarse en etapas, con incrementos del orden del 10 % de la carga de falla estimada, o del 20 % de la tensión de trabajo propuesta.

La magnitud de cada incremento de carga será tal que permita obtener un suficiente número de puntos (no menos de 6) para poder dibujar la curva carga - deflexión con precisión. Cada salto de carga debe mantenerse constante hasta que los asentamientos se estabilicen. Como se dijo anteriormente diversos autores proponen diferentes criterios para considerar que los asentamientos alcanzan una situación de equilibrio. Debe registrarse la carga y las lecturas de los tres flexímetros para cada intervalo, continuando con este procedimiento hasta que se obtenga la deflexión total deseada o hasta que la capacidad de carga del equipo sea alcanzada. Cabe agregarse que luego de aplicada la carga estática y al generarse en el suelo ensayado las consecuentes deformaciones, el críquet se relaja, lo que obliga al operador a mantener en forma manual el valor de presión inducido.

8. Finalizando con el último salto de carga, procedemos a la descarga en intervalos y anotamos los valores de los asentamientos para esas presiones. Luego extraemos una muestra del suelo ensayado para su posterior identificación.

En la Figura 4.4 podemos ver in-situ el equipo necesario y los elementos dispuestos para comenzar con la realización del ensayo (puntos 1 a 6 de la descripción anterior) y en la Figura 4.5 un esquema de un ensayo en una excavación.

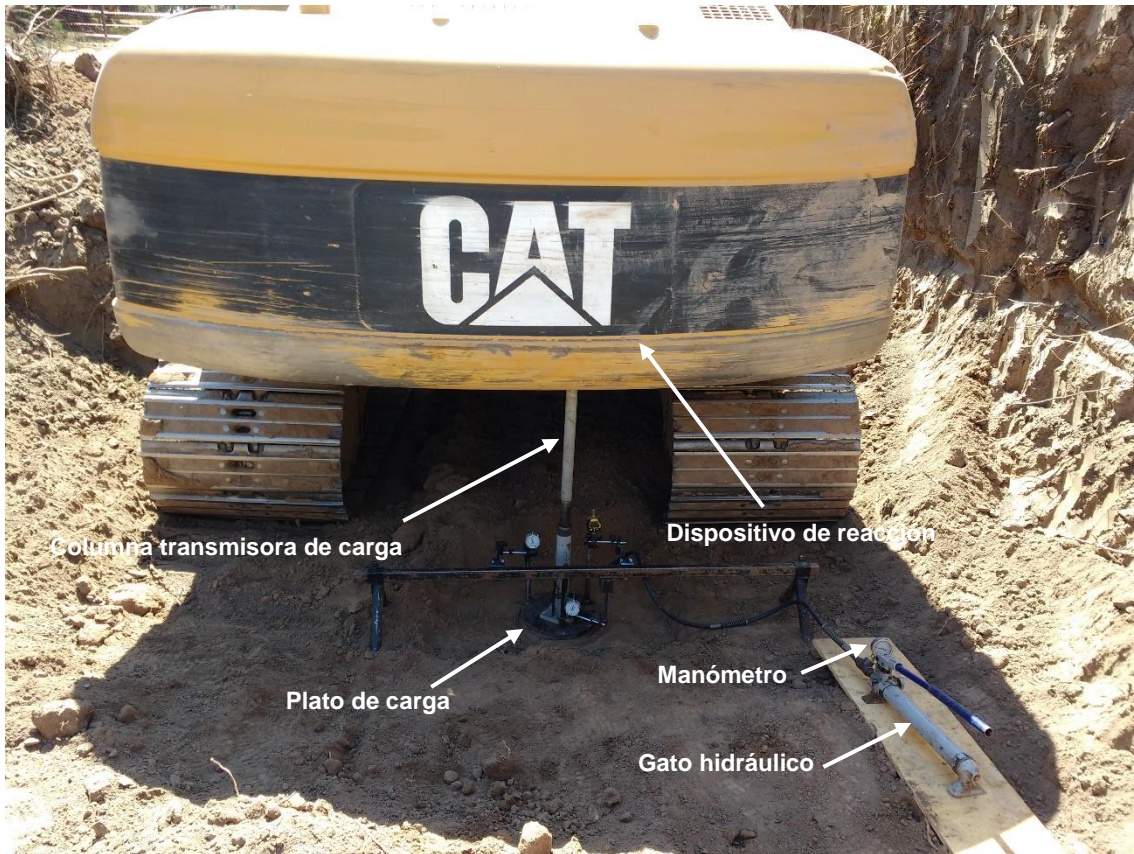


Figura 4.4: Equipo para la realización del ensayo del plato de carga y elemento de reacción.

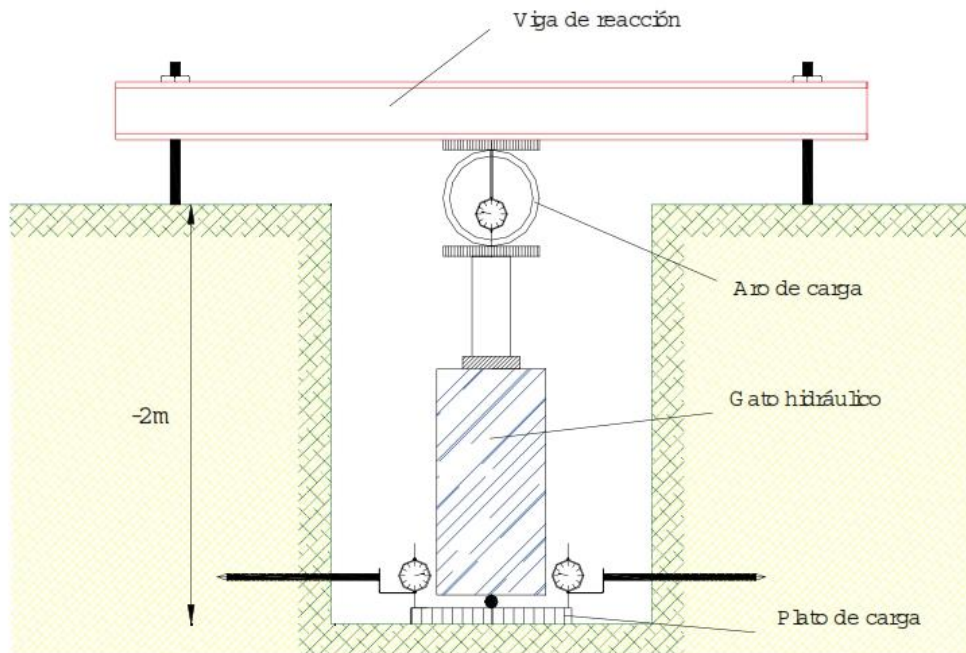


Figura 4.5: Ensayo de plato de carga.

4. 3 - RESULTADOS Y APLICACIONES DEL ENSAYO DE PLATO DE CARGA

4.3.1 Medición de asentamientos y Coeficiente de Balasto para fundaciones superficiales de tipo base aislada.

4.3.1.1 Coeficiente de Balasto para una zapata de ancho B

En todo problema geotécnico, el conocimiento o estimación de las deformaciones en relación con las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería. Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el “Coeficiente de Balasto”.

El cálculo de las presiones de contacto en la base de una fundación representa un problema en el campo de la elasticidad. El modelo más difundido para resolver este problema es, por su sencillez, el introducido por Winkler (1867).

El método se basa en suponer que, en cualquier punto de la viga, la deformación sufrida por el suelo es proporcional a la presión que en él se desarrolla, es decir:

$$p = k \times s \quad (4.1)$$

donde s es la deformación, p es la presión y k la constante de proporcionalidad llamada coeficiente de balasto o módulo de reacción.

La idealización del semiespacio de Winkler puede realizarse, imaginando al suelo compuesto por una serie de resortes con una constante de rigidez (k). El principal problema de este planteo se presenta en la determinación de la constante de rigidez de los resortes ideales.

El módulo de reacción depende de las siguientes variables:

- Dimensiones del área cargada.
- Heterogeneidad de los estratos.
- Magnitud y duración de las cargas.

Los ensayos de carga efectuados in situ y en laboratorio con pequeñas superficies de acción, indican que los asentamientos dependen cuasi linealmente de los esfuerzos aplicados, siempre que la carga de ensayo no sobrepase el límite de plastificación. A su vez, la magnitud del asentamiento es directamente dependiente de la dimensión de la superficie cargada.

El módulo de reacción está representado por la pendiente de la curva que representa la variación de la presión vertical aplicada con los asentamientos sufridos por un suelo durante un ensayo de plato de carga

Como se expuso en la introducción del capítulo, mediante la curva carga versus asentamiento obtenida del ensayo de plato de carga podemos determinar el el “*Coficiente de Balasto*”, también conocido como “*Módulo de Reacción*” o “*Coficiente de Sulzberger*”. Definido como la relación entre la tensión aplicada a la placa de carga y el asentamiento sufrido por la misma para una penetración de la placa en el terreno de 0,05” (0,127 cm). Es decir, este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de las coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que

genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm, como puede observarse en la Figura 4.6.

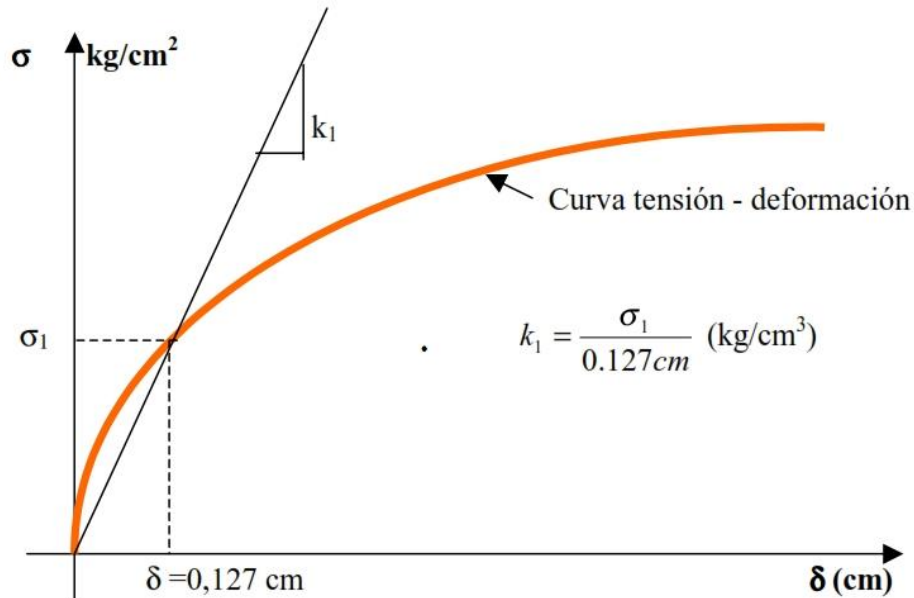


Figura 4.6: Curva Tensión – Deformación. Coeficiente de Balasto.

Conociendo mediante el ensayo de plato de carga el valor de k para un plato de 30 cm de lado, podremos determinar para una carga q requerida el asentamiento en una zapata de ancho B , utilizando la relación anterior. Por ejemplo, para suelos granulares, el valor del Coeficiente de Balasto para una zapata de ancho B lo determinamos mediante la siguiente expresión:

$$k = k_1 \times \left(\frac{B+30}{2 \times B} \right)^2 \quad (4.2)$$

Donde:

k : coeficiente de balasto para una zapata de ancho B .

B : ancho de zapata.

k_1 : coeficiente de balasto de un plato de carga de 30 cm de lado.

Luego, determinamos el asentamiento con:

$$s = \frac{q}{k} \quad (4.3)$$

4.3.1.2 Asentamiento para una zapata de ancho B

Como se expuso previamente, el ensayo de plato de carga es un modelo a escala de una fundación superficial de tipo base aislada, existiendo procedimientos empíricos para extrapolar los resultados obtenidos al caso de una fundación de mayores dimensiones. Debe tenerse en cuenta que los asentamientos de una fundación dependen de las cargas, de las dimensiones, de la forma y rigidez de las bases. En el ensayo de placa de carga, el plato empleado es reducido comparado con las fundaciones reales. Por lo tanto, los asentamientos acusados en el ensayo serán menores que los previsibles en el caso real. Dada la influencia del área cargada, la extrapolación de estos valores al tamaño real de la fundación no es siempre fácil.

Terzaghi y Peck (1948) obtuvieron, para arenas, una expresión que relaciona el asentamiento de un plato de carga de 30 cm de lado con el asentamiento correspondiente a una zapata de fundación de lado B , como sigue:

$$S = S_1 \times \left(\frac{2 \times B}{B + 30} \right)^2 \quad (4.4)$$

Donde

S: Asentamiento de la fundación.

S_1 : Asentamiento del plato de 30 cm de lado para una carga requerida.

B: ancho de la zapata en cm.

Para una carga establecida o requerida, mediante la curva presión - asentamientos obtenida del ensayo de plato de carga podemos determinar el valor de S_1 y luego el asentamiento de la fundación utilizando la relación anterior.

Existen diversas expresiones para determinar el valor de k y del asentamiento S dependiendo del tipo de suelo y superficie cargada. Se puede consultar la bibliografía referida al tema.

4.3.2 Medición del Módulo de elasticidad del suelo

Por otro lado, a partir de la curva tensión - deformación es factible determinar un parámetro característico del material ensayado como es el valor del módulo de

deformación del suelo estudiado, lo que permitiría llegar a predecir asentamientos mediante el empleo de alguna teoría constitutiva, tal como la teoría elástica.

Existen varias expresiones para determinar el módulo de elasticidad con los valores de tensión y deformación obtenidos en el ensayo.

4.3.3 Capacidad de carga última

La capacidad de carga última de una cimentación, así como la capacidad admisible basada en consideraciones de asentamiento tolerable, se determinan efectivamente a partir de la prueba de placa de carga en campo. Del análisis de las relaciones tensiones - deformaciones podemos establecer los valores máximos de tensión admisible, de seguridad.

Algunas relaciones para determinar la capacidad de carga última se expresan a continuación

Para pruebas en arcilla:
$$q_u(f) = q_u(p) \quad (4.5)$$

Donde:

$q_u(f)$: capacidad de carga última de la cimentación propuesta.

$q_u(p)$: capacidad de carga última de la placa de prueba.

Para pruebas en suelos arenosos:
$$q_u(f) = q_u(p) \times \frac{B_f}{B_p} \quad (4.6)$$

Donde:

B_f : ancho de la cimentación.

B_p : ancho de la placa de prueba.

4.3.4 Pavimentos rígidos y flexibles

El valor del Módulo de Reacción se utiliza en el procedimiento de diseño de pavimentos rígidos y flexibles para evaluar la resistencia de la subrasante.

Por otro lado, se emplea en la determinación de tensiones y deformaciones máximas en pavimentos rígidos y en la evaluación de pavimentos existentes.

Más información sobre la aplicación del ensayo en pavimentos puede encontrarse en las Normas ASTM D 1195 y ASTM D 1196.

4. 4 – INFORME Y PRESENTACION DE RESULTADOS

El informe debe contener Información sobre la Obra, Proyecto, Comitente, Norma de referencia, localización, designación de la muestra, profundidad, dimensiones del plato de carga, incrementos de carga, periodos, asentamientos, curva tensión - deformación, máxima tensión, valor del Coeficiente de Balasto.

En la Figura 4.7 se muestra un ejemplo de planilla para la presentación de los resultados de un Ensayo de Plato de Carga realizado para la determinación del Coeficiente de Balasto.

		ENSAYO PLATO DE CARGA ASTM D1194	
Comitente:	Administración de Infraestructuras Ferroviarias Sociedad del Estado - ADIF		
Proyecto:	LICITACIÓN PÚBLICA N°52 Servicio de Consultoría para campaña geotécnica entre las Estaciones Gral. Cerri- Cipolletti del Ferrocarril Gral. Roca- Ramal Bahía Blanca-Zapala. Provincia de Río Negro y Provincia de Buenos Aires.		
Procedencia:	Tramo I: Cerri - Choele Choel		
Muestra:	Progresiva 659,420	Profundidad (m):	0,40
Datos del Plato	Diametro = 30,5 cm Área = 730,62 cm ²		

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura N°1	Lectura N°2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
5	106,70	0,146	0,00	0,03	0,00				
			0,50	0,04	0,01	0,01	0,01	0,010	
			1,00	0,04	0,01	0,01	0,01	0,010	
			2,00	0,03	0,01	0,00	0,01	0,005	
			4,00	0,09	0,02	0,06	0,02	0,040	
			10,00	0,09	0,02	0,06	0,02	0,040	0,040

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura N°1	Lectura N°2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
10	263,30	0,360	0,00	0,09	0,02				
			0,50	0,20	0,11	0,11	0,09	0,100	
			1,00	0,30	0,13	0,21	0,11	0,160	
			2,00	0,31	0,14	0,22	0,12	0,170	
			4,00	0,32	0,15	0,23	0,13	0,180	
			10,00	0,34	0,10	0,25	0,08	0,165	0,205

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura N°1	Lectura N°2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
20	440,00	0,602	0,00	0,34	0,10				
			0,50	1,15	0,87	0,81	0,77	0,790	
			1,00	1,18	0,88	0,03	0,78	0,405	
			2,00	1,21	0,90	0,06	0,80	0,430	
			4,00	1,23	0,91	0,08	0,81	0,445	
			10,00	1,25	0,95	0,91	0,85	0,880	1,085

**ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LAS VIAS DEL FCC GRAL. BELGRANO, ENTRE JOAQUIN V. GONZALEZ y
EMBARCACION. PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY.**

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura Nº1	Lectura Nº2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
40	600,00	0,821	0,00	1,25	0,95				
			0,50	2,53	2,15	1,28	1,20	1,240	
			1,00	2,54	2,17	1,29	1,22	1,255	
			2,00	2,57	2,20	1,32	1,25	1,285	
			4,00	2,58	2,21	1,33	1,26	1,295	
			10,00	2,63	2,25	1,38	1,30	1,340	2,425

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura Nº1	Lectura Nº2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
10	263,30	0,360	0,00	2,63	2,25				
			0,50	1,20	0,90	-1,43	-1,35	-1,390	
			1,00	1,21	0,91	-1,42	-1,34	-1,380	
			2,00	1,22	0,92	-1,41	-1,33	-1,370	
			4,00	1,24	0,94	-1,39	-1,31	-1,350	
			10,00	1,20	0,90	-1,43	-1,35	-1,390	1,035

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura Nº1	Lectura Nº2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
80	1203,30	1,647	0,00	1,20	0,90				
			0,50	2,63	2,27	1,43	1,37	1,400	
			1,00	2,64	2,27	1,44	1,37	1,405	
			2,00	2,64	2,28	1,44	1,38	1,410	
			4,00	2,68	2,28	1,48	1,38	1,430	
			10,00	2,68	2,29	1,48	1,39	1,435	3,860

Presión Acumulada	Carga (kg)	Tensión (kg/cm ²)	Tiempo (min)	Lectura Nº1	Lectura Nº2	Def. Parcial 1 (mm)	Def. Parcial 2 (mm)	Def. Promedio (mm)	Def. Acumulada (mm)
120	1810	2,48	0,00	2,68	2,29				
			0,50	2,69	2,35	0,01	0,06	0,035	
			1,00	2,70	2,35	0,02	0,06	0,040	
			2,00	2,70	2,36	0,02	0,07	0,045	
			4,00	2,85	2,50	0,17	0,21	0,190	
			10,00	2,90	2,55	0,22	0,26	0,240	4,100

Tabla Resumen	
q kg/cm ²	δ mm
0,00	0,00
0,15	0,04
0,36	0,21
0,60	1,09
0,82	2,43
0,36	1,04
1,65	3,86
2,48	4,10
Módulo de balasto	
k [kg/cm ³]	4,885

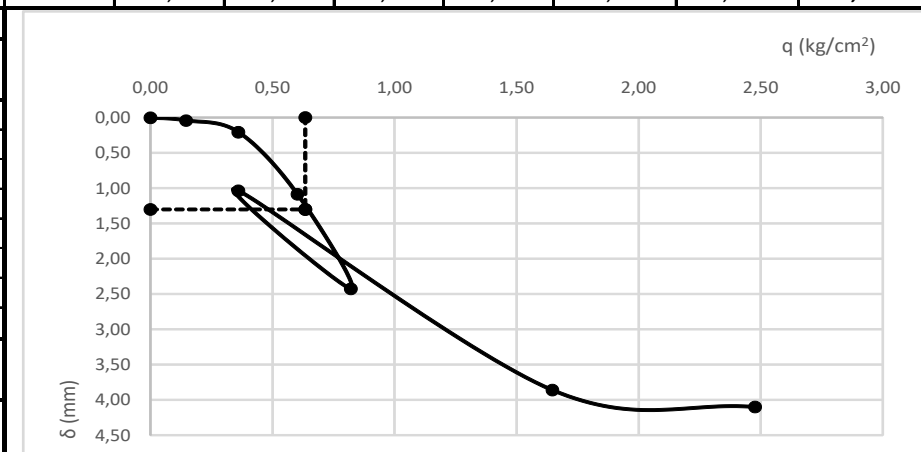


Figura 4.7: Planilla modelo de presentación de resultados del ensayo.

CAPÍTULO 5

INFORME FINAL

CIM - GROUP

TRAMO III: PALOMITAS-LA MENDIETA

LICITACIÓN PÚBLICA N°7 ADIF-2016

SERVICIO DE CONSULTORIA PARA REALIZAR ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LA PLATAFORMA DE LAS VIAS DEL FERROCARRIL GENERAL BELGRANO EN EL RAMAL C12-C-C15, ENTRE LAS LOCALIDADES DE JOAQUIN V. GONZALEZ (PK1082+082) y EMBARCACION (PK 1311+735) PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

CAPÍTULO 5

INFORME FINAL CIM - GROUP

5.1 - INTRODUCCIÓN

El presente informe tiene como objetivo determinar las condiciones geotécnicas actuales de la plataforma de las vías del tramo entre las localidades de Palomitas y La Mendieta que conforman el ramal C12-C-C15 del Ferrocarril General Belgrano. Para cumplimentar este objetivo, se realizaron ensayos de campo y laboratorio cuyos resultados se describen en el cuerpo de este informe y en los anexos que lo acompañan. Las características generales del presente estudio se sintetizan en los apartados siguientes.

5.1.1 Ubicación de la zona de estudio

En el Anexo I se presenta una imagen satelital con la traza del ferrocarril existente y la ubicación de los piquetes en donde se realizaron los distintos estudios de campo y se extrajeron muestras para ser evaluadas en laboratorio.

5.1.2 Marco Geológico

La Zona de estudio se encuentra ubicada entre dos unidades geomorfológicas importantes con características propias y distintivas. Estas unidades son las Sierras Subandinas y el sistema de Santa Bárbara. Esta región ubicada en el frente orogénico a los 24°S de latitud comprende la zona de transición entre las Sierras Subandinas al norte, de tipo epidérmico con vergencia al este, o Sistema Subandino sensu stricto, y un segmento austral correspondiente al Sistema de Santa Bárbara producido por inversión tectónica de fallas normales con vergencia al oeste. Entre estos dos segmentos con diferente comportamiento se ubican las lomas de Olmedo, que muestran un complejo diseño de fallas activas Figura 5.1.

de gran magnitud. Consecuente a la posición, los cordones pierden altura hacia el Este, hasta convertirse en simples lomadas aisladas, muy poco elevadas sobre la llanura circundante. Constituyen una zona de plegamiento complejo, cortadas transversalmente por ríos antecedentes en una etapa juvenil de erosión. Las elevaciones coinciden con grandes pliegues anticlinales asimétricos, con uno de sus flancos reducido por falles de empuje, inversas e inclinadas hacia el Oeste o, en sentido opuesto. Las depresiones son empujos sinclinales, también alargados, aprovechados por los cursos de agua secundarios para desarrollar sus causas.

El estilo estructural y la estratigrafía no se mantienen uniformes a través de toda el área, observándose variaciones especialmente en cercanías en las unidades geomorfológicas vecinas. Estas diferencias fueron posteriormente utilizadas por Baldi y Rollieri (1975) para separar dos provincias geológicas distintas: Sistema de Santa Bárbara (SB) y Sierras Subandinas (SS).

5.1.2.2 Sistema de Santa Bárbara

Este sector originalmente incluido en las Sierras Subandinas, fue segregado de las mismas por Rollieri (1975) y Baldi et al. (1975). Abarca un conjunto de sierras ubicadas hacia el sur de la subcuenca de Olmedo. Su constitución geológica es diferente a la unidad anterior, dado que está caracterizado por depósitos eopaleozoicos, estando ausentes los depósitos del Paleozoico superior. Se observan sedimentitas marinas ordovícicas, silúricas y devónicas de ambientes someros de plataforma. En discordancia por encima de éstas se encuentran los depósitos de rift del Grupo Salta, que tienen en la parte norte de este sistema uno de los depocentros mejor desarrollados.

Su estructura está caracterizada por una serie de amplios anticlinales de vergencia hacia el oeste, en cuyos núcleos afloran las rocas eopaleozoicas. Estos anticlinales no son de naturaleza epidérmica dado que las fallas que los limitan afectan al basamento. Su tectónica está controlada por la inversión tectónica del rift cretácico y la vergencia hacia el oeste de parte de sus anticlinales está regulada por la inclinación hacia el este de las fallas normales de naturaleza lítrica que marginaban el rift. El borde Oriental del sistema presenta corrimientos ciegos con vergencia hacia el este. Dada la diferencia de orientaciones entre el fallamiento principal del rift cretácico y la dirección de compresión andina, este sistema ha originado una serie de fallas transversales, que se comportaron como rampas oblicuas o como desgarres con transferencia de rechazos, que segmentan el sistema en forma transversal, dando origen a conspicuos lineamientos.

5.1.2.3 Estratigrafía

En el conjunto serrano afloran rocas precámbricas a holocenas. Las sedimentitas cretácicas y terciarias, presentes en toda la zona, apoyan sobre terrenos cada vez más antiguas a medida que se avanza hacia el Sur: Al norte del río Bermejo rocas de edad

Carboníferas o Triásicas, entre ese curso de agua y el río Juramento; y sobre Silúrico-Devónico más al Sur, sobre Precámbrico o eopaleozoico.

En el Cuaternario hubo movimientos de ascenso de las unidades plegadas en el Terciario (Puna, Cordillera Oriental y Sierras Subandinas), donde los cambios climáticos de este período modelaron relieves de piedemontes, extensas rampas, conos y terrazas fluviales, según dominasen fases climáticas áridas o húmedas. La geodinámica cuaternaria influyó en el tipo de sedimentos acumulados en las cuencas de bloques hundidos de la LCh, al reactivar fallas que dieron lugar a cambios del nivel de base de los ríos y de las pendientes del relieve, aspecto que aporta indicios para comprender el actual sistema de drenaje fluvial no organizado.

5.1.3 Trabajos en campo

En la Tabla 5.1 se muestran los ensayos ejecutados en cada piquete. En la misma, se especifican la fecha que se ejecutaron los respectivos ensayos y se indican las coordenadas geográficas de los piquetes junto con sus correspondientes cotas. En el piquete 78 no se realizaron los ensayos de cbr y plato de carga por no poder ingresar con el equipo de reacción (tractor) debido a la inaccesibilidad del punto.

Tabla 5.1: Ensayos y coordenadas (Posgar 97) de piquetes.

Piquete	Progresiva	Coordenadas			DCP	SPT	Peso esp.	Calicata	CBR	PL
		Latitud	Longitud	Cota						
1	1057,2	-24,88984	-64,97235	898,352	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17		
2	1058,2	-24,88313	-64,97902	887,645	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17		
3	1059,2	-24,88426	-64,98784	881,592	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17	20/01/17	20/01/17
4	1060,2	-24,87551	-64,99162	873,789	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17		
5	1061,2	-24,86642	-64,99157	861,414	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17		
6	1062,2	-24,85739	-64,99139	847,895	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17	19/01/17	19/01/17
7	1063,2	-24,84841	-64,99122	835,654	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17		
8	1064,2	-24,83935	-64,99105	822,843	12/01/17	12/01/17	12/01/17	12/01/17		
9	1065,2	-24,83062	-64,99244	814,228	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17	19/01/17	19/01/17
10	1066,2	-24,82345	-64,9987	808,047	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17		
11	1067,2	-24,81652	-65,00485	802,524	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17		
12	1068,2	-24,80994	-65,01069	804,125	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17	19/01/17	19/01/17
13	1069,2	-24,80378	-65,01615	801,327	06/01/17	06/01/17	06/01/17	06/01/17		
14	1070,2	-24,79637	-65,02445	790,615	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17		
15	1071,2	-24,7917	-65,02998	789,7	06/01/17	06/01/17	06/01/17	06/01/17	18/01/17	18/01/17
16	1072,2	-24,78195	-65,035	779,568	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17		
17	1073,2	-24,77392	-65,03083	769,645	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17		
18	1074,2	-24,76591	-65,0264	760,507	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17	18/01/17	18/01/17
19	1075,2	-24,75762	-65,02181	750,818	19/12/16	19/12/16	19/12/16	19/12/16		
20	1076,2	-24,75053	-65,0179	745,367	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17		
21	1077,2	-24,73591	-65,01088	735,496	13/01/17	13/01/17	13/01/17	13/01/17	18/01/17	18/01/17
22	1078,2	-24,72658	-65,01514	732,563	17/12/16	17/12/16	11/01/17	17/12/16		
23	1079,2	-24,71754	-65,02004	735,77	17/12/16	17/12/16	11/01/17	17/12/16		
24	1080,2	-24,71081	-65,02368	741,533	17/12/16	17/12/16	11/01/17	17/12/16	18/01/17	18/01/17
25	1081,2	-24,70277	-65,02803	747,931	16/12/16	16/12/16	11/01/17	16/12/16		
26	1082,2	-24,69427	-65,03264	753,238	16/12/16	16/12/16	11/01/17	16/12/16		
27	1083,2	-24,68571	-65,03728	758,138	16/12/16	16/12/16	11/01/17	16/12/16	17/01/17	17/01/17
28	1084,2	-24,67647	-65,04225	763,658	16/12/16	16/12/16	11/01/17	16/12/16		
29	1085,2	-24,66893	-65,04639	765,725	15/12/16	15/12/16	11/01/17	15/12/16		
30	1086,2	-24,65976	-65,05136	765,896	15/12/16	15/12/16	11/01/17	15/12/16	17/01/17	17/01/17
31	1087,2	-24,65271	-65,05518	765,981	06/12/16	06/12/16	11/01/17	06/12/16		
32	1088,2	-24,6449	-65,0594	765,661	06/12/16	06/12/16	11/01/17	06/12/16		
33	1089,2	-24,63626	-65,0641	764,106	07/12/16	07/12/16	11/01/17	07/12/16	20/01/17	20/01/17
34	1090,2	-24,62861	-65,06824	762,788	07/12/16	07/12/16	11/01/17	07/12/16		
35	1091,2	-24,62061	-65,07258	760,897	08/12/16	08/12/16	11/01/17	08/12/16		

**ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LAS VIAS DEL FFCC GRAL. BELGRANO, ENTRE JOAQUIN V. GONZALEZ y
EMBARCACION. PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY**

36	1092,2	-24,61253	-65,07696	756,609	08/12/16	08/12/16	11/01/17	08/12/16	20/01/17	20/01/17
37	1093,2	-24,60378	-65,07884	752,477	09/12/16	09/12/16	11/01/17	09/12/16		
38	1094,2	-24,59441	-65,07869	744,333	09/12/16	09/12/16	11/01/17	09/12/16		
39	1095,2	-24,58563	-65,07854	748,016	09/12/16	09/12/16	11/01/17	09/12/16	20/01/17	20/01/17
40	1096,2	-24,57667	-65,07839	754,022	10/12/16	10/12/16	11/01/17	10/12/16		
41	1097,2	-24,56748	-65,07825	764,999	10/12/16	10/12/16	10/01/17	10/12/16		
42	1098,2	-24,55869	-65,0781	772,016	12/12/16	12/12/16	10/01/17	12/12/16	21/01/17	21/01/17
43	1099,2	-24,54953	-65,07794	779,866	12/12/16	12/12/16	10/01/17	12/12/16		
44	1100,5	-24,54045	-65,07778	787,372	13/12/16	13/12/16	10/01/17	13/12/16		
45	1101,5	-24,53385	-65,07512	789,651	14/12/16	14/12/16	10/01/17	14/12/16	21/01/17	21/01/17
46	1102,5	-24,52452	-65,07151	793,406	14/12/16	14/12/16	10/01/17	14/12/16		
47	1103,5	-24,51514	-65,07048	799,405	07/01/17	07/01/17	07/01/17	07/01/17		
48	1104,5	-24,50594	-65,06978	806,693	07/01/17	07/01/17	10/01/17	07/01/17	21/01/17	21/01/17
49	1105,5	-24,49581	-65,07159	818,612	14/12/16	14/12/16	10/01/17	14/12/16		
50	1106,5	-24,48753	-65,07307	828,906	14/12/16	14/12/16	10/01/17	14/12/16		
51	1107,5	-24,47846	-65,0747	840,566	15/12/16	15/12/16	10/01/17	15/12/16	23/01/17	23/01/17
52	1108,5	-24,49581	-65,07159	818,609	15/12/16	15/12/16	09/01/17	15/12/16		
53	1109,5	-24,47046	-65,07615	848,392	11/01/17	11/01/17	11/01/17	11/01/17		
54	1110,5	-24,46118	-65,07912	860,227	07/01/17	07/01/17	07/01/17	07/01/17	09/02/17	09/02/17
55	1111,5	-24,45304	-65,08198	870,671	11/01/17	11/01/17	11/01/17	11/01/17		
56	1112,5	-24,44431	-65,08504	882,407	11/01/17	11/01/17	11/01/17	11/01/17		
57	1113,5	-24,43586	-65,088	893,949	14/01/17	14/01/17	14/01/17	14/01/17	23/01/17	23/01/17
58	1114,5	-24,42724	-65,09102	902,727	09/01/17	09/01/17	09/01/17	09/01/17		
59	1115,5	-24,41822	-65,09418	913,774	09/01/17	09/01/17	09/01/17	09/01/17		
60	1116,5	-24,40997	-65,09706	924,027	09/01/17	09/01/17	09/01/17	09/01/17	23/01/17	23/01/17
61	1117,5	-24,40124	-65,10011	934,513	20/12/16	20/12/16	09/01/17	20/12/16		
62	1118,5	-24,39294	-65,10301	944,777	20/12/16	20/12/16	09/01/17	20/12/16		
63	1119,5	-24,38404	-65,10692	957,112	20/12/16	20/12/16	09/01/17	20/12/16	24/01/17	24/01/17
64	1120,5	-24,3773	-65,11337	967,916	20/12/16	20/12/16	09/01/17	20/12/16		
65	1121,5	-24,3707	-65,11355	969,481	20/12/16	20/12/16	09/01/17	20/12/16		
66	1122,5	-24,3711	-65,10306	954,115	22/12/16	22/12/16	09/01/17	22/12/16	24/01/17	24/01/17
67	1123,5	-24,37136	-65,09638	944,732	22/12/16	22/12/16	09/01/17	22/12/16		
68	1124,5	-24,37183	-65,08493	929,111	22/12/16	22/12/16	09/01/17	22/12/16		
69	1125,7	-24,37049	-65,07494	916,212	22/12/16	22/12/16	09/01/17	22/12/16	24/01/17	24/01/17
70	1126,7	-24,36569	-65,06679	906,174	22/12/16	22/12/16	09/01/17	22/12/16		

71	1127,7	-24,3619	-65,05772	897,042	22/12/16	22/12/16	09/01/17	22/12/16		
72	1128,7	-24,36468	-65,05074	886,575	05/01/17	05/01/17	05/01/17	05/01/17	09/02/17	24/01/17
73	1129,7	-24,36655	-65,04035	883,381	05/01/17	05/01/17	05/01/17	05/01/17		
74	1130,7	-24,37153	-65,03281	887,345	05/01/17	05/01/17	05/01/17	05/01/17		
75	1131,7	-24,36945	-65,02366	871,529	05/01/17	05/01/17	05/01/17	05/01/17	09/02/17	24/01/17
76	1132,7	-24,36896	-65,01424	854,29	04/01/17	04/01/17	04/01/17	04/01/17		
77	1133,7	-24,36797	-65,00553	838,119	04/01/17	04/01/17	04/01/17	04/01/17		
78	1134,7	-24,36111	-64,99812	824,559	11/01/17	11/01/17	11/01/17	11/01/17	Inaccesible	
79	1135,7	-24,35394	-64,9942	819,482	04/01/17	04/01/17	04/01/17	04/01/17		
80	1136,7	-24,34664	-64,98798	806,971	04/01/17	04/01/17	04/01/17	04/01/17		
81	1137,7	-24,33835	-64,98575	803,866	03/01/17	03/01/17	03/01/17	03/01/17	10/02/17	10/02/17
82	1138,7	-24,33026	-64,98107	791,64	03/01/17	03/01/17	03/01/17	03/01/17		
83	1139,7	-24,32446	-64,97415	778,327	03/01/17	03/01/17	03/01/17	03/01/17		
84	1140,7	-24,31658	-64,96901	768,327	03/01/17	03/01/17	03/01/17	03/01/17	10/02/17	10/02/17

5.2 - METODOLOGÍA DE TRABAJO

5.2.1 Ensayos de Campo

5.2.1.1 Calicata

Se realizó una calicata por km, totalizando una cantidad de 84 para todo el tramo. Las dimensiones son de un metro de profundidad y de ancho y largo variables según la distancia entre durmientes. En las planillas se indican las dimensiones de cada calicata. En la misma se recuperó muestra para enviar al laboratorio. Se realizó una descripción visual siguiendo el siguiente listado

Clasificación de los suelos in-situ

Se identificaron los tipos de suelo encontrados con los siguientes criterios:

- Suelo Granular
- Suelo fino

Suelo Granular

ARENA	GRAVA	GUIJARROS	BOLOS CANTOS
0.075 mm a 5 mm	5 mm a 75 mm	75 mm a 300 mm	Mayor a 300 mm

El nombre se conforma por el material con mayor porcentaje. Además, se evaluaron las siguientes características de un suelo granular:

ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LAS VIAS DEL FFCC GRAL. BELGRANO, ENTRE JOAQUIN V. GONZALEZ y EMBARCACION. PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

Item	REQUISITO	OPCIONES	POSIBLES ADICIONES
1	Designación	Arena, Grava, Guijarro, Canto, bolo	Constituyentes menores
2	Gradación	Bien gradado, pobremente gradado	Tamaño máximo, orden y porcentajes
3	Forma de Granos	Angular, Subangular, Redondeado, subredondeado	% de fracción predominante
4	Humedad	Seco, húmedo, mojado, saturado	
5	Color	Color dominante observado en campo	Variaciones de color, seco y húmedo, mezcla de colores abigarrados
6	Olor	Ninguno, orgánico, terroso, sulfuroso,	Olor predominante
7	Densidad natural	Suelta, densa	
8	Cementación	Fuerte, débil,	Tipo de cemento (síliceo, cálcico, sulfuroso)
9	Simbolo de Grupo	Según clasificación unificada de Suelos	<p>PREFIJOS</p> <p>G : Grava</p> <p>S: Arena</p> <p>SUFIJOS</p> <p>W : Bien Gradado</p> <p>P: Mal gradado</p> <p>M: Limoso</p> <p>C: Arcilloso</p>

Suelos Finos

LIMO (M)	ARCILLA (C)
0.002 mm a 0.06mm	< 0,002 mm

El nombre esta soportado en el material con mayor porcentaje. Además, se analizan las siguientes características de un suelo finos:

Item	REQUISITO	OPCIONES	POSIBLES ADICIONES
1	Designación	Limo, Arcilla, limo arenosos, limo arcilloso, arcilla arenosa, arcilla limosa, limo orgánico, arcilla orgánica	Constituyentes menores
2	Granulometría	Si existe algún constituyente % arenas % gravas	Tamaño máximo, orden y porcentajes
3	Plasticidad	Ninguna, baja, media, alta y muy alta	En estado natural y en estado de humedad
4	Humedad	Seco, húmedo, mojado, saturado	
5	Color	Color dominante observado en campo	Variaciones de color, seco y húmedo, mezcla de colores abigarrados
7	Densidad natural	Suelta, densa	
8	Resistencia en seco	Ninguna, muy baja, baja, media, alta, muy alta	
9	Consistencia	Muy blando, blando, estable, rígido, duro	
9	Cementación	Fuerte, débil,	Tipo de cemento (silíceo, cálcico, sulfuroso)

12	Símbolo de Grupo	Según clasificación unificada de Suelos	PREFIJOS M :Limo C : Arcilla O: Organico SUFIJOS L :Baja Plasticida H : Alta plasticidad Pt : Turba
----	------------------	---	--



Figura 5.2: Ejecución del calicata.

5.2.1.2 Ensayos SPT

Debido a las dificultades de acceso a los puntos de perforación, los sondeos se ejecutaron con equipo portátil con trípode, el avance fue con hinca continua o con barrenos manuales. A cada metro o cambio de estrato se realizó ensayo estándar de penetración (SPT). Debido a los suelos aluvidos y por el ambiente geológico explicado en el punto 1.3 se obtuvo el rechazo antes de las profundidades fijadas.

El ensayo de Penetración Estándar será realizado siguiendo las especificaciones de la Norma ASTM D 1586 cada 1 m de profundidad. El procedimiento del Ensayo de Penetración Estándar consiste en dejar caer libremente un martillo de 63,5 kg a una altura de 0,75 m para hincar el muestreador bipartido de Terzaghi en tres incrementos sucesivos de 150 mm de longitud. El número de golpes requerido para hincar el muestreador es registrado para cada 150 mm de incremento. El primer incremento de 150 mm es considerado como material asentado o alterado. Los golpes requeridos para el segundo y tercer incremento de 150 mm son totalizados para proveer golpes/300 mm. Este número de golpes total es referido como la resistencia SPT o Valor N. Debido a lo superficial del estudio, el número de golpes del ensayo normalizado será corregido por energía y por presión de confinamiento. Las correcciones son las siguientes:

$$N_1 = C_N N$$

$$C_N = [0.77 \log_{10}(1.92\sigma'_v)] \text{ y } C_N < 2$$

$$N_{60} = 0.75 N$$

El número de golpe corregido por confinamiento y energía se expresa como

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

Siendo N de golpes SPT de campo

N_1 número de golpes corregido por confinamiento

σ'_v esfuerzo vertical efectivo (MPa)

N_{60} número de golpes corregido por eficiencia

N_{160} número de golpes corregido por confinamiento y eficiencia

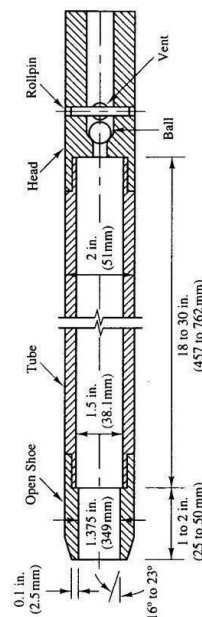


Figura 5.3: Muestreador bipartido de Terzaghi SPT



Figura 5.4: Ejecución del ensayo de SPT.

5.2.1.3 Penetrómetro de Cono Dinámico: DCP

En cada piquete se realizó un ensayo de penetrometro dinámico, DCP, hasta un metro de profundidad, totalizando ochenta y cuatro ensayos. La hinca dinámica continua se realizará con un cono de 50 mm de diámetro y ángulo de ataque de 90 grados. La energía de hinca consiste en una masa de 63.5 kg arrojada desde una altura de 76 cm que corresponde al penetrómetro dinámico pesado (DPSH) propuesto por la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE). En el ensayo se contaron los números de golpes requeridos para hacer penetrar el cono con el tren de barras 20 cm.

5.2.1.4 Plato de carga vertical

Se ejecutó un ensayo de plato de carga cada 3 km. Durante el proceso de ensayo se realizaron mediciones, tanto de cargas aplicadas, como de asentamientos que sufre la placa durante el proceso de carga, lo que permite construir un gráfico de carga respecto a los asentamientos. El procedimiento empleado para la realización de este ensayo es el detallado en la norma ASTM D – 1194.

El ensayo, principalmente consiste en la aplicación de una carga estática transferida al suelo mediante una placa rígida, de forma circular y de diámetro 300 mm. La carga se

aplica mediante un gato hidráulico de 30 toneladas de capacidad, tipo botella, y su medición se realizará mediante manómetro debidamente calibrado. La tensión no superó en este caso los 2.5 kg/cm^2 . La Figura 5.5 muestra el equipamiento utilizado para la ejecución del ensayo de plato de carga mediante críquet hidráulico (ASTM D – 1194). Como elemento de reacción se utilizó un tractor



Figura 5.5: Ejecución del ensayo de Plato de Carga.

El objetivo de la ejecución de estos ensayo es la determinación del modulo de reacción que está representado por la pendiente de la curva que representa la variación de la presión vertical aplicada con los asentamientos sufridos por un suelo durante un ensayo de plato de carga como la ilustrada en la Figura 5.6. Se define el modulo de reacción para una tensión para una deformación de 1.27 mm.

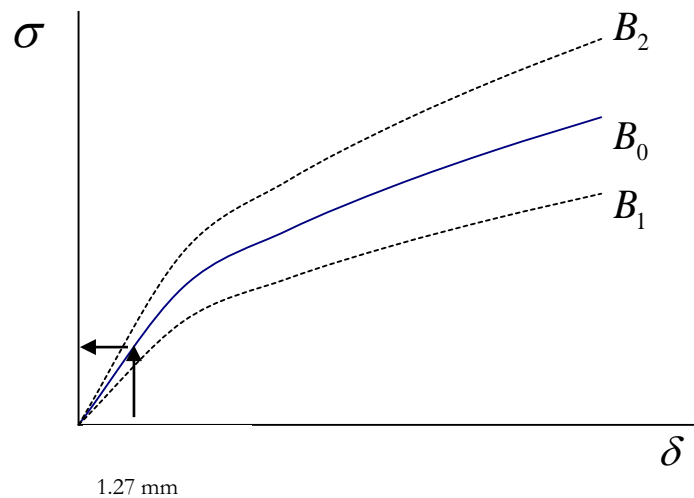


Figura 5.6: Variación de los asentamientos con la presión (modificado de Jiménez Salas, 1980).

5.2.1.5 Ensayos de CBR in situ

En coincidencia con cada piquete en donde se ejecuto el ensayo de plato de carga, se realizó adicionalmente un ensayo CBR in situ, totalizando veintisiete ensayos en este tramo. El ensayo CBR in situ se ejecutó según la norma ASTM D4429. El procedimiento fue el siguiente:

1. Se prepara la superficie que va a ser ensayada, retirando el material suelto y superficial que no sea representativo del suelo que se va a ensayar. Se debe preparar un área de ensayo tan uniforme y horizontal como sea posible. Cuando se trate de materiales de base no plásticos, se debe tener especial cuidado para no alterar la superficie de ensayo. El espaciamiento de los ensayos de penetración debe ser tal, que la operación en un punto no altere el suelo del siguiente punto que va a ser penetrado. Esta separación debe ser como mínimo 175 mm (7") en suelos plásticos y de 380 mm (15") en suelos granulares gruesos.
2. Se sitúa sistema de reacción de modo que el centro del mismo quede directamente sobre la superficie por ensayar. Se instala el gato hidráulico debajo de la viga o dispositivo de reacción.
3. Se debe asegurar el adaptador del pistón al extremo inferior del anillo, se adiciona el número necesario de extensiones hasta alcanzar una altura menor de 125 mm (4.9") sobre la superficie de ensayo y se conecta el pistón de penetración. Se sujeta

el gato en su sitio. Se debe comprobar el nivel del montaje del gato para asegurar la verticalidad del montaje y hacer los ajustes que sean necesarios.

4. Se coloca la sobrecarga de 4.5 kg (10 lb) debajo del pistón de penetración, de tal forma que cuando baje el pistón, éste pase a través del agujero central.
5. Se asienta el pistón bajo una carga inicial de aproximadamente 21 kPa (3 psi). Para materiales de base con una superficie irregular, se coloca el pistón sobre una delgadísima capa de polvo de trituración de piedra caliza tamizada (mallas No.20 - No.40) o de yeso.
6. Si es necesario para lograr una superficie uniforme, se levanta la platina de carga mientras todavía está actuando la carga inicial sobre el pistón y se espolvorea uniformemente arena fina, en un espesor de 3 a 6 mm (0.12 a 0.24"), sobre la superficie que va a estar cubierta por la placa.
7. Se fija el soporte del dial de penetración al pistón y se sujeta el dial a dicho soporte.
8. Se coloca en cero las lecturas de ambos diales.
9. Se aplica la carga al pistón de penetración de tal manera que la velocidad aproximada de penetración sea de 1.3 mm (0.05") por minuto.
10. Se deben registrar las lecturas de carga para cada 0.64 mm (0.025") de incremento de penetración hasta una profundidad final de 12.70 mm (0.5").
11. Se calculan el esfuerzo para cada incremento en la penetración en porcentaje.
12. Al finalizar el ensayo, se debe obtener una muestra en el punto de penetración para determinar la humedad. También se debe determinar la densidad en un sitio alejado de 100 a 150 mm (4" a 6") del punto de penetración



Figura 5.7: Ejecución del ensayo de CBR.

5.2.1.6 *Peso específico in situ*

En el fondo de cada calicata se realizó la medición del peso específico. Para la determinación de este parámetro se utilizó el ensayo de cono de arena. El procedimiento seguido en la norma ASTM D 1556 incluye la realización de una cavidad excavada manualmente en el suelo donde se realiza el ensayo. Todo el material extraído de la cavidad debe ser adecuadamente guardado en un contenedor. La cavidad es rellena con arena de densidad conocida, la cual se deja caer libremente y el volumen es determinado. La densidad húmeda en el lugar del suelo es determinada dividiendo la masa húmeda del material removido entre el volumen de la cavidad. Posteriormente, el contenido de humedad, y el peso seco del material extraído son determinados en laboratorio lo cual permite finalmente determinar la densidad seca.



Figura 5.8: Ejecución del ensayo de densidad mediante cono de arena.

5.2.1.7 Relevamiento topográfico

El relevamiento planialtimétrico de los piquetes estudiados se realizaron con un GPS Trimble R4- Doble frecuencia y RTK y para vincular los puntos se utilizaron las estaciones Joaquin V. Gonzalez, Tilcara y Yacuiba todas integrantes de la RED RAMSAC del IGN. El sistema de referencia es Posgar 2007, y la altura es elipsoidal. En la Figura 5.19 se muestra el equipo utilizado y el levantamiento de un piquete.



Figura 5.9: Ejecución del relevamiento planialtimétrico de los piquetes.

En la Tabla 5.2 se indica la cantidad de ensayos ejecutados en campo.

Tabla 5.2: Ensayos de campo ejecutados

Ensayo	Cantidad
SPT	84
DCP	84
Calicata	84
Peso específico	84
Plato de carga	27
CBR in-situ	27
Relevamiento planialtimétrico	84

5.2.2 Transporte

Todas las muestras obtenidas se envasaron convenientemente para evitar su alteración durante el transporte o almacenamiento, enviándose a la mayor brevedad posible al laboratorio. Sólo se procedió a la apertura de los envases de las muestras en el momento de la realización de los ensayos correspondientes.

5.2.3 Ensayos de Laboratorio

- Descripción a tacto visual de la muestra.
- Humedad natural. Norma ASTM D2216/98
- Granulometría (vía húmeda). ASTM C136/01
- Límites de Atterberg según normas IRAM 10501/68, 10502/68 y ASTM D4318/10.
- Clasificación del suelo según HRB. ASTM D 2487/11
- Lavado sobre tamiz N°200 (según norma IRAM 10507/69)
- Ensayos de compresión triaxial drenados escalonados (CD), a fin de determinar los valores de cohesión y ángulo de fricción interna.
- Ensayo Proctor T180. ASTM D698/07
- Análisis químicos en suelo según IRAM 1873

En la Tabla 5.3 se indican la cantidad de ensayos ejecutados en laboratorio.

Tabla 5.3: Ensayos de laboratorio ejecutados en este tramo.

Item	Cantidad
Humedad ASTM D2216	84
Granulometria ASTM C136	84
Limites de Atterberg ASTM D4318	84
Clasificacion ASTM D2487	84
Analisis quimico suelo ASTM D2216	84
Proctor ASTM D698	84
CBR ASTM D1883	84
Potencial expansion/licuable (clasificación)	84
Triaxial CD ASTM D D7181	84

5.3 - RESULTADOS

5.3.1 Ensayos de Campo

5.3.1.1 Calicatas

La ejecución de las calicatas se realizó entre 0.80 a 1.2 m de profundidad, a excepción de la calicata 82 que se llegó a una profundidad de 0.47 m. En este piquete no se logró llegar a la profundidad de un metro debido al tamaño de los bolos, la compactación y trabazón del material lo cual es muy complicado avanzar en forma manual, verificándose sin embargo que por el tamaño de los bolos, estos cubren la profundidad faltante.

A lo largo de la traza se puede diferenciar tres estratos, que según el piquete tienen espesores variables. El primer estrato consiste en clastos y gravas subredondeadas sin finos de tamaño predominante de 50 mm suelto. El espesor de este estrato oscila entre un máximo de 30 cm a un mínimo de unos 5 cm. Este estrato conformaría el balasto. Por debajo de esto se encuentran clastos de tamaño variable, que como máximo tienen unos 12 a 15 cm de diámetro equivalente. La matriz es arena fina a gruesa con muy poco contenido de finos de baja plasticidad y poca humedad. Este material es complicado de excavar en forma manual debiendo recurrirse al empleo de barretas. El espesor del estrato es variable siendo en promedio de 40 cm a 80 cm. Por debajo de este se encuentran arenas gruesas con gravas con poco contenido de finos, poca humedad y baja plasticidad. La clasificación predominante de este material es GW y GP, en algunos piquetes se observó sin embargo la presencia de materiales tipo SP y SM.

La información relevada se presenta en el Anexo II

5.3.1.2 Ensayos penetrometros dinámicos, SPT y DCP

En los puntos precedentes se explicó la geología regional y los materiales alumbrados en las calicatas. La traza se desarrolla sobre un ambiente pedemontano con transición aluvional el cual justifica la presencia de clastos de importante tamaño y de espesor considerable. Debido a esto en las pruebas de SPT se obtuvo el rechazo al metro de profundidad en la gran mayoría de los piquetes, a excepción de los piquetes 37, 38, 39, 40, 43, 44, 52, 65, 66, 67, 72 y 80. En esto se encontró las gravas a una mayor profundidad, (2 a 3 m) en donde recién se alcanzó el rechazo a la penetración. En los ensayos DCP se logró llegar al metro de profundidad en los piquetes 33, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 44, 52, 65, 66, 67, 72, 80 y 84.

Los resultados obtenidos de SPT se incluyen en el Anexo III. En el Anexo IV se presentan los resultados obtenidos del DCP.

5.3.1.3 Plato de carga vertical

El ensayo se realizo siguiendo la metodología explicada en los puntos anteriores. Con los resultados obtenidos se grafico la curva carga-asentamiento y con esto se obtuvo el modulo de reacción o coeficiente de balasto para una deformación de 12.7 mm. En la Tabla 5.4 se resumen los resultados obtenidos.

Tabla 5.4: Resultados del ensayo de plato de carga..

Piquete	q [kg/cm ²]	k [kg/cm ³]
T3 - 03	2,98	23,46
T3 - 06	2,33	18,35
T3 - 09	1,24	9,76
T3 - 12	2,52	19,84
T3 - 15	2,64	20,79
T3 - 18	3,16	24,88
T3 - 21	4,74	37,32
T3 - 24	1,41	11,10
T3 - 27	5,78	45,51
T3 - 30	2,82	22,20
T3 - 33	2,60	20,47
T3 - 36	4,29	33,78
T3 - 39	3,32	26,14
T3 - 42	1,70	13,39
T3 - 45	3,65	28,74
T3 - 48	3,46	27,24
T3 - 51	1,73	13,62
T3 - 54	3,37	26,54
T3 - 57	3,53	27,80
T3 - 60	3,01	23,70
T3 - 63	1,78	14,02
T3 - 66	2,12	16,69
T3 - 69	3,54	27,87
T3 - 72	2,01	15,83
T3 - 75	4,40	34,65
T3 - 81	0,81	6,38
T3 - 84	3,89	30,63

En todos los piquetes a excepción del 9 y 81 se obtienen valores superiores a 10 kg/cm^3 , indicando una plataforma de buena capacidad portante. Estos valores son coincidentes con los valores reportados en bibliografía para suelos de similares características. Por ejemplo, para una grava gruesa firmemente estratigráfica se da un rango de variación entre 20 a 40 kg/cm^3 , (Jimenez Sala, 1980). Se puede apreciar una uniformidad en los valores reportados.

En el Anexo V se muestran los resultados obtenidos.

5.3.1.4 CBR in-situ

El ensayo se realizó siguiendo la metodología explicada en los puntos anteriores. En la Tabla 5.5 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 5.5: Resultados del ensayo CBR in-situ.

Punto	CBR [0,1"]	CBR [0,2"]
T3 - 03	27,41%	17,46%
T3 - 06	27,41%	18,25%
T3 - 09	28,27%	18,45%
T3 - 12	27,10%	26,42%
T3 - 15	42,24%	17,19%
T3 - 18	35,92%	26,69%
T3 - 21	23,29%	15,50%
T3 - 24	32,24%	22,91%
T3 - 27	30,20%	25,70%
T3 - 30	51,30%	26,29%
T3 - 33	58,27%	41,09%
T3 - 36	50,82%	34,64%
T3 - 39	36,98%	28,68%
T3 - 42	23,15%	15,77%
T3 - 45	28,47%	22,72%
T3 - 48	26,34%	20,24%
T3 - 51	42,30%	29,18%
T3 - 54	31,66%	23,71%
T3 - 57	29,53%	22,72%
T3 - 60	28,47%	16,47%
T3 - 63	23,15%	14,68%
T3 - 66	28,47%	17,26%
T3 - 69	28,47%	17,26%
T3 - 72	31,66%	18,75%
T3 - 75	71,03%	47,07%
T3 - 81	50,82%	32,16%
T3 - 84	54,01%	28,68%

En todos los casos el CBR obtenido es alto indicando un suelo de buenas condiciones para plataforma. Por ejemplo, en el catalogo del RENFE (1978) es una clasificación de la más alta designada como E4. Estos ensayos se realizaron en condiciones de humedad natural.

En el Anexo VI se muestran los resultados obtenidos

5.3.1.5 *Peso específico in situ*

El ensayo de cono de arena se ejecuto a profundidad variable entre 0.8 m y 1.2 dependiendo de la calicata a excepción del piquete 82 que se ejecutó a una profundidad de 0.47 m, en el fondo de cada calicata. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.6. El peso específico seco máximo obtenido es de 2.05 gr/cm^3 y el mínimo de 1.59 gr/cm^3 , obteniendo una variación de un 41% indicando que la plataforma tiene un grado de compactación variable a lo largo de toda la traza. Esta variabilidad no se observa para los ensayos de plato de carga y CBR, lo cual puede ser explicado por el hecho de que estos últimos ensayos involucran una mayor área de influencia y son afectados por la presencia de bolos y clastos. La humedad obtenida en el ensayo es diferente a la obtenida en el spt porque los ensayos en varios piquetes se ejecutaron en distinta fecha y en otros piquetes corresponden a distintas profundidades.

En el Anexo VII se muestran los resultados obtenidos

Tabla 5.6: Resultados del ensayo cono de arena.

Piquete	γ_h [gr/cm ³]	γ_d [gr/cm ³]	w% [%]	Piquete	γ_h [gr/cm ³]	γ_d [gr/cm ³]	w% [%]	Piquete	γ_h [gr/cm ³]	γ_d [gr/cm ³]	w% [%]
T3 - 01	2,03	1,96	3,57%	T3 - 29	1,81	1,72	5,23%	T3 - 57	1,96	1,82	7,69%
T3 - 02	2,02	1,96	3,06%	T3 - 30	1,84	1,73	6,36%	T3 - 58	1,71	1,62	5,56%
T3 - 03	2,01	1,96	2,55%	T3 - 31	2,04	1,99	2,51%	T3 - 59	1,76	1,65	6,67%
T3 - 04	2,01	1,93	4,15%	T3 - 32	1,79	1,74	2,87%	T3 - 60	1,74	1,62	7,41%
T3 - 05	2,06	1,99	3,52%	T3 - 33	1,75	1,64	6,71%	T3 - 61	1,71	1,66	3,01%
T3 - 06	2,09	1,97	6,09%	T3 - 34	1,76	1,73	1,73%	T3 - 62	1,75	1,70	2,94%
T3 - 07	2,13	2,01	5,97%	T3 - 35	1,71	1,59	7,55%	T3 - 63	2,03	1,96	3,57%
T3 - 08	2,08	2,01	3,48%	T3 - 36	1,77	1,69	4,73%	T3 - 64	1,88	1,82	3,30%
T3 - 09	1,96	1,90	3,16%	T3 - 37	1,73	1,65	4,85%	T3 - 65	1,83	1,77	3,39%
T3 - 10	2,07	2,04	1,47%	T3 - 38	2,07	2,02	2,48%	T3 - 66	1,77	1,72	2,91%
T3 - 11	2,01	1,96	2,55%	T3 - 39	1,78	1,65	7,88%	T3 - 67	1,71	1,68	1,79%
T3 - 12	2,05	2,01	1,99%	T3 - 40	1,74	1,65	5,45%	T3 - 68	1,85	1,80	2,78%
T3 - 13	1,98	1,91	3,66%	T3 - 41	1,72	1,63	5,52%	T3 - 69	1,71	1,69	1,18%
T3 - 14	1,99	1,91	4,19%	T3 - 42	1,71	1,68	1,79%	T3 - 70	1,75	1,72	1,74%
T3 - 15	2,09	2,05	1,95%	T3 - 43	1,74	1,64	6,10%	T3 - 71	1,71	1,68	1,79%
T3 - 16	1,93	1,87	3,21%	T3 - 44	1,75	1,67	4,79%	T3 - 72	1,88	1,81	3,87%
T3 - 17	1,94	1,87	3,74%	T3 - 45	1,74	1,65	5,45%	T3 - 73	1,77	1,65	7,27%
T3 - 18	2,06	2,02	1,98%	T3 - 46	1,76	1,67	5,39%	T3 - 74	1,80	1,74	3,45%
T3 - 19	2,05	2,02	1,49%	T3 - 47	1,73	1,62	6,79%	T3 - 75	1,97	1,93	2,07%
T3 - 20	2,12	2,05	3,41%	T3 - 48	1,82	1,72	5,81%	T3 - 76	2,07	1,95	6,15%
T3 - 21	1,98	1,94	2,06%	T3 - 49	1,95	1,84	5,98%	T3 - 77	2,02	1,88	7,45%
T3 - 22	2,02	1,92	5,21%	T3 - 50	1,72	1,61	6,83%	T3 - 78	2,05	1,94	5,67%
T3 - 23	1,87	1,82	2,75%	T3 - 51	1,77	1,64	7,93%	T3 - 79	2,07	1,95	6,15%
T3 - 24	2,08	2,03	2,46%	T3 - 52	1,74	1,62	7,41%	T3 - 80	2,05	1,95	5,13%
T3 - 25	1,90	1,85	2,70%	T3 - 53	1,80	1,69	6,51%	T3 - 81	2,01	1,89	6,35%
T3 - 26	2,00	1,97	1,52%	T3 - 54	1,79	1,66	7,83%	T3 - 82	2,09	2,00	4,50%
T3 - 27	1,74	1,72	1,16%	T3 - 55	1,83	1,71	7,02%	T3 - 83	2,02	1,91	5,76%
T3 - 28	1,92	1,82	5,49%	T3 - 56	2,02	1,89	6,88%	T3 - 84	2,05	1,84	11,41%

5.3.2 Ensayos de Laboratorio

5.3.2.1 Humedad y Limites de Atterberg

En las muestras extraídas de las calicatas se ejecutaron ensayo de humedad natural y límites de Atterberg: límite líquido y plástico. La humedad determinada es baja siendo con un promedio de 3,8%, dando mínimos de 1% y máximos de 11%. El material fino se clasifica como limos poco plástico y en algunos casos no plástico. La humedad obtenida va a diferir con respecto a los determinados con el ensayo de cono de arena ya que son diferentes muestras y en algunos casos en puntos diferentes ya que se realizaron en

fechas distintas. En la Tabla 5.7 se presentan los resultados. En el Anexo VIII y IX se adjuntan las planillas de los resultados de laboratorio.

Tabla 5.7: Resultados de humedad y limites de Atterberg.

Piquete	W [%]	wL [%]	wP [%]	I _p	Piquete	W [%]	wL [%]	wP [%]	I _p	Piquete	W [%]	wL [%]	wP [%]	I _p
T3 - 01	3,79	29,89	22,98	6,91	T3 - 29	9,43	19,66	18,89	0,77	T3 - 57	5,19	14,67	12,93	1,74
T3 - 02	3,74	20,62	18,92	1,70	T3 - 30	9,03	21,36	20,86	0,50	T3 - 58	6,38	16,63	NP	NP
T3 - 03	1,60	16,16	15,98	0,18	T3 - 31	4,43	16,64	15,88	0,76	T3 - 59	6,81	20,21	NP	NP
T3 - 04	4,04	18,00	17,50	0,50	T3 - 32	6,71	16,53	15,96	0,57	T3 - 60	2,83	16,88	15,61	1,27
T3 - 05	3,72	17,87	16,68	1,19	T3 - 33	2,94	17,82	17,35	0,47	T3 - 61	2,74	15,57	NP	NP
T3 - 06	5,60	19,60	18,84	0,76	T3 - 34	1,96	18,02	17,53	0,49	T3 - 62	2,60	18,65	18,02	0,63
T3 - 07	5,73	17,33	17,02	0,31	T3 - 35	3,23	18,18	17,27	0,91	T3 - 63	2,37	15,33	NP	NP
T3 - 08	3,59	15,74	15,60	0,14	T3 - 36	4,14	24,87	24,42	0,45	T3 - 64	5,90	21,68	19,70	1,98
T3 - 09	3,47	18,37	18,13	0,24	T3 - 37	3,15	24,51	21,49	3,02	T3 - 65	2,87	15,33	NP	NP
T3 - 10	1,78	14,92	NP	NP	T3 - 38	3,99	29,31	25,15	4,16	T3 - 66	3,46	16,07	15,79	0,28
T3 - 11	2,48	17,06	16,74	0,32	T3 - 39	2,81	24,43	23,84	0,59	T3 - 67	5,20	19,33	NP	NP
T3 - 12	1,28	17,29	17,08	0,21	T3 - 40	2,75	18,64	18,50	0,14	T3 - 68	0,59	16,41	NP	NP
T3 - 13	3,61	23,25	22,70	0,55	T3 - 41	5,00	14,85	NP	NP	T3 - 69	1,85	17,66	16,29	1,37
T3 - 14	4,79	25,79	25,48	0,31	T3 - 42	5,10	15,95	15,68	0,27	T3 - 70	1,13	14,46	NP	NP
T3 - 15	2,71	16,82	NP	NP	T3 - 43	5,99	25,22	23,49	1,73	T3 - 71	1,34	18,26	18,19	0,07
T3 - 16	3,79	23,51	22,49	1,02	T3 - 44	4,46	23,10	19,32	3,78	T3 - 72	12,84	21,38	20,54	0,84
T3 - 17	2,65	19,18	16,93	2,25	T3 - 45	2,23	16,72	15,59	1,13	T3 - 73	9,00	17,92	17,34	0,58
T3 - 18	1,45	19,97	19,80	0,17	T3 - 46	5,76	21,27	18,37	2,90	T3 - 74	15,30	21,99	20,06	1,93
T3 - 19	1,52	17,93	17,91	0,02	T3 - 47	6,55	22,19	21,42	0,77	T3 - 75	4,40	15,80	15,07	0,73
T3 - 20	3,03	22,70	22,48	0,22	T3 - 48	5,04	18,84	17,12	1,72	T3 - 76	2,07	15,80	15,08	0,72
T3 - 21	2,00	24,69	24,67	0,02	T3 - 49	11,03	17,29	15,85	1,44	T3 - 77	5,30	16,54	15,32	1,22
T3 - 22	6,64	24,57	24,39	0,18	T3 - 50	6,65	17,03	NP	NP	T3 - 78	6,43	17,86	17,24	0,62
T3 - 23	2,36	17,32	16,53	0,79	T3 - 51	10,15	15,27	NP	NP	T3 - 79	6,46	16,81	16,58	0,23
T3 - 24	2,27	17,60	16,33	1,27	T3 - 52	5,27	16,40	15,55	0,85	T3 - 80	3,77	17,24	16,96	0,28
T3 - 25	0,60	17,37	NP	NP	T3 - 53	4,72	17,63	17,02	0,61	T3 - 81	3,42	18,74	NP	NP
T3 - 26	2,20	16,55	16,07	0,48	T3 - 54	2,67	15,54	NP	NP	T3 - 82	8,42	17,18	16,50	0,68
T3 - 27	0,82	15,57	NP	NP	T3 - 55	4,06	15,31	13,76	1,55	T3 - 83	3,60	15,59	15,14	0,45
T3 - 28	6,56	19,20	18,62	0,58	T3 - 56	3,79	15,68	15,41	0,27	T3 - 84	4,39	15,45	NP	NP

Referencias:

w: humedad en porcentaje

wP: limite plástico en porcentaje

wL: limite liquido en porcentaje

I_p: Indice de plasticidad

5.3.2.2 Granulometría

En las muestras extradias de las calicatas se ejecutaron ensayos de granulometría de la serie completa. En la Tabla 5.8 se presentan los tamices 4 y 200, que sirven para la clasificación unificada. Los resultados muestran que el material alumbrado en su gran mayoría consiste en gravas bien graduadas a mal gradudas con muy poco contenidos de finos. En algunos piquetes se encuentran arenas con bajos contenidos de finos. La fracción de finos se clasificaron como limos poco plastico. En el Anexo X se presentan las planillas de laboratorio correspondientes.

Tabla 5.8: Resultados de granulometría

Piquete	Tamiz Pasante		S.U.C.S	Piquete	Tamiz Pasante		S.U.C.S	Piquete	Tamiz Pasante		S.U.C.S
	N°4 [%]	N°200 [%]			N°4 [%]	N°200 [%]			N°4 [%]	N°200 [%]	
T3 - 01	33,00	3,00	GP	T3 - 29	37,40	9,40	GW	T3 - 57	39,34	3,89	GW
T3 - 02	30,40	3,40	GW	T3 - 30	30,60	10,00	GP	T3 - 58	36,98	5,15	GW
T3 - 03	38,50	3,40	GW	T3 - 31	50,80	5,61	GP	T3 - 59	32,94	4,71	GW
T3 - 04	29,50	3,60	GP	T3 - 32	54,37	6,79	GP	T3 - 60	34,31	2,67	GW
T3 - 05	50,50	3,60	SP	T3 - 33	56,11	6,97	GP	T3 - 61	42,20	1,50	GW
T3 - 06	49,00	3,80	SP	T3 - 34	58,43	7,67	GP	T3 - 62	45,80	1,00	GP
T3 - 07	56,90	5,30	SP	T3 - 35	59,06	6,52	GP	T3 - 63	51,90	6,00	SP
T3 - 08	43,30	3,50	GW	T3 - 36	59,06	6,44	GW	T3 - 64	48,70	6,90	GW
T3 - 09	45,00	3,50	GP	T3 - 37	47,80	2,58	GW	T3 - 65	53,40	7,90	SP
T3 - 10	54,20	5,90	SP	T3 - 38	51,40	9,07	GP	T3 - 66	49,50	3,30	GW
T3 - 11	31,50	9,30	GW	T3 - 39	43,29	1,99	GW	T3 - 67	53,14	1,79	GP
T3 - 12	45,70	4,40	GW	T3 - 40	43,22	2,19	GW	T3 - 68	57,20	8,40	SP
T3 - 13	45,70	8,20	GW	T3 - 41	43,60	1,90	GW	T3 - 69	57,10	6,50	SP
T3 - 14	36,00	3,60	GW	T3 - 42	36,20	1,46	GW	T3 - 70	78,29	29,37	SM
T3 - 15	25,50	1,60	GW	T3 - 43	31,85	1,22	GW	T3 - 71	49,60	6,00	GW
T3 - 16	39,00	3,80	GW	T3 - 44	26,98	1,91	GW	T3 - 72	46,28	8,09	GW
T3 - 17	39,20	5,40	GW	T3 - 45	23,26	4,48	GP	T3 - 73	43,40	2,50	GW
T3 - 18	40,80	2,30	GW	T3 - 46	4,84	0,33	GP	T3 - 74	46,28	0,67	GW
T3 - 19	55,70	4,50	SW	T3 - 47	3,60	0,36	GP	T3 - 75	55,50	6,20	SP
T3 - 20	57,70	8,80	SW	T3 - 48	32,14	5,04	GP	T3 - 76	46,30	9,66	SP
T3 - 21	53,30	8,50	SW	T3 - 49	33,40	1,10	GW	T3 - 77	44,60	1,60	GW
T3 - 22	49,90	4,20	SW	T3 - 50	30,80	1,20	GW	T3 - 78	55,46	3,73	SP
T3 - 23	32,60	4,50	GW	T3 - 51	27,37	1,54	GW	T3 - 79	42,70	2,50	GW
T3 - 24	40,20	5,00	GP	T3 - 52	30,37	2,64	GP	T3 - 80	68,72	7,07	SM
T3 - 25	48,00	7,40	GP	T3 - 53	37,80	3,00	GW	T3 - 81	43,54	1,69	GP
T3 - 26	32,00	5,60	GP	T3 - 54	47,30	3,63	GW	T3 - 82	44,91	6,60	GP
T3 - 27	44,70	6,00	GP	T3 - 55	43,11	4,10	GW	T3 - 83	44,91	2,29	GW
T3 - 28	53,00	9,40	SM	T3 - 56	41,33	5,75	GW	T3 - 84	50,24	1,61	SW

5.3.2.3 Ensayo Proctor

Los ensayos Proctor se realizaron sobre las muestras extraídas de las calicatas. Por el tipo de suelo se realizó el ensayo T-180 en 5 capas con 56 golpes por capa. Los valores obtenidos son bastante uniformes con un peso específico seco promedio de 2.22 gr/cm³, valores normales para este tipo de suelo. El grado de compactación obtenido en campo con respecto al de laboratorio es de 82%. En la Tabla 5.9 se presentan los resultados obtenidos. En el Anexo XI se adjuntan las planillas de laboratorio.

Tabla 5.9: Resultados de Proctor

Piquete	W _{opt} (%)	Y _{opt} (gr/cm ³)	Piquete	W _{opt} (%)	Y _{opt} (gr/cm ³)	Piquete	W _{opt} (%)	Y _{opt} (gr/cm ³)
T3 - 01	5,10%	2,20	T3 - 29	5,00%	2,18	T3 - 57	5,00%	2,20
T3 - 02	4,50%	2,21	T3 - 30	4,60%	2,20	T3 - 58	5,50%	2,23
T3 - 03	5,30%	2,18	T3 - 31	4,60%	2,21	T3 - 59	5,80%	2,24
T3 - 04	4,60%	2,19	T3 - 32	5,40%	2,19	T3 - 60	6,00%	2,21
T3 - 05	4,90%	2,20	T3 - 33	4,20%	2,22	T3 - 61	6,30%	2,25
T3 - 06	4,50%	2,18	T3 - 34	4,80%	2,21	T3 - 62	7,00%	2,25
T3 - 07	5,00%	2,14	T3 - 35	4,00%	2,24	T3 - 63	5,30%	2,23
T3 - 08	4,45%	2,18	T3 - 36	4,00%	2,26	T3 - 64	5,00%	2,23
T3 - 09	4,60%	2,21	T3 - 37	4,30%	2,28	T3 - 65	4,90%	2,28
T3 - 10	4,40%	2,18	T3 - 38	4,80%	2,28	T3 - 66	5,00%	2,22
T3 - 11	5,00%	2,11	T3 - 39	4,40%	2,30	T3 - 67	4,70%	2,21
T3 - 12	4,50%	2,11	T3 - 40	4,10%	2,31	T3 - 68	5,45%	2,22
T3 - 13	4,90%	2,10	T3 - 41	7,00%	2,37	T3 - 69	5,45%	2,37
T3 - 14	4,60%	2,16	T3 - 42	4,40%	2,30	T3 - 70	4,70%	2,33
T3 - 15	4,75%	2,22	T3 - 43	4,00%	2,29	T3 - 71	4,90%	2,28
T3 - 16	4,50%	2,21	T3 - 44	5,00%	2,26	T3 - 72	4,60%	2,23
T3 - 17	4,50%	2,21	T3 - 45	4,80%	2,25	T3 - 73	4,90%	2,18
T3 - 18	4,80%	2,25	T3 - 46	4,80%	2,22	T3 - 74	4,70%	2,23
T3 - 19	5,00%	2,33	T3 - 47	5,90%	2,19	T3 - 75	4,90%	2,25
T3 - 20	5,00%	2,22	T3 - 48	4,70%	2,24	T3 - 76	4,60%	2,25
T3 - 21	4,70%	2,22	T3 - 49	5,70%	2,24	T3 - 77	5,00%	2,21
T3 - 22	4,70%	2,21	T3 - 50	4,90%	2,25	T3 - 78	5,20%	2,20
T3 - 23	5,00%	2,24	T3 - 51	4,90%	2,25	T3 - 79	4,80%	2,20
T3 - 24	5,30%	2,19	T3 - 52	5,50%	2,21	T3 - 80	5,00%	2,24
T3 - 25	5,20%	2,16	T3 - 53	4,90%	2,17	T3 - 81	5,10%	2,28
T3 - 26	5,40%	2,17	T3 - 54	5,60%	2,14	T3 - 82	5,70%	2,19
T3 - 27	5,00%	2,20	T3 - 55	4,60%	2,20	T3 - 83	5,00%	2,26
T3 - 28	5,00%	2,18	T3 - 56	4,90%	2,20	T3 - 84	5,20%	2,31

5.3.2.4 Ensayo CBR

Los ensayos CBR se realizaron sobre las muestras extraídas de las calicatas. Este ensayo se realizó según el método dinámico simplificado mediante el moldeo de 6 probetas. Los valores obtenidos de hinchamiento mediante el procedimiento de sumersión resultaron menores al 0.1%. Los valores obtenidos en laboratorio comparados con los de in situ son levemente inferiores indicando el buen comportamiento de material cuando se satura. El valor promedio es de 24 % indicando que el material es de buenas características para el uso de plataforma. En la Tabla 5.10 se presenta un resumen de los resultados obtenidos. En el Anexo XII se adjuntan las planillas de laboratorio respectivas.

Tabla 5.10: Resultados de CBR,

Piquete	CBR (%)	Piquete	CBR (%)	Piquete	CBR (%)
T3 - 01	15,00	T3 - 29	24,50	T3 - 57	32,00
T3 - 02	14,00	T3 - 30	30,50	T3 - 58	27,00
T3 - 03	20,00	T3 - 31	26,00	T3 - 59	29,50
T3 - 04	16,00	T3 - 32	21,50	T3 - 60	24,00
T3 - 05	18,00	T3 - 33	26,00	T3 - 61	27,00
T3 - 06	21,00	T3 - 34	22,50	T3 - 62	26,00
T3 - 07	19,00	T3 - 35	25,50	T3 - 63	23,00
T3 - 08	20,00	T3 - 36	20,50	T3 - 64	25,50
T3 - 09	21,00	T3 - 37	25,00	T3 - 65	26,00
T3 - 10	20,00	T3 - 38	28,00	T3 - 66	25,00
T3 - 11	15,50	T3 - 39	31,00	T3 - 67	24,00
T3 - 12	19,50	T3 - 40	28,00	T3 - 68	22,50
T3 - 13	20,50	T3 - 41	25,00	T3 - 69	18,00
T3 - 14	22,50	T3 - 42	23,50	T3 - 70	26,00
T3 - 15	27,00	T3 - 43	25,00	T3 - 71	32,00
T3 - 16	24,50	T3 - 44	25,00	T3 - 72	27,00
T3 - 17	25,00	T3 - 45	21,00	T3 - 73	22,50
T3 - 18	30,00	T3 - 46	19,00	T3 - 74	32,00
T3 - 19	26,00	T3 - 47	27,00	T3 - 75	39,00
T3 - 20	24,00	T3 - 48	23,00	T3 - 76	27,00
T3 - 21	22,00	T3 - 49	21,50	T3 - 77	24,00
T3 - 22	22,50	T3 - 50	26,00	T3 - 78	24,50
T3 - 23	29,00	T3 - 51	28,00	T3 - 79	26,00
T3 - 24	29,50	T3 - 52	29,00	T3 - 80	31,00
T3 - 25	23,50	T3 - 53	21,00	T3 - 81	38,00
T3 - 26	21,00	T3 - 54	23,00	T3 - 82	28,00
T3 - 27	21,00	T3 - 55	24,00	T3 - 83	28,00
T3 - 28	21,50	T3 - 56	26,00	T3 - 84	39,00

5.3.2.5 Ensayo Triaxial

Los ensayos triaxiales se realizaron sobre las muestras obtenidas de las calicatas. Los ensayos se ejecutaron con muestras remoldeadas con el peso específico obtenidos in situ. El material utilizado es el pasante del tamiz 4 representativo de la matriz del suelo aluminado. Por ser suelo no cohesivo se realizó el ensayo consolidado drenado escalonado, por lo tanto los parámetros de resistencia son en tensiones efectivas. En la Tabla 5.11 se presentan un resumen de los resultados obtenidos. Los valores son característicos de estos materiales a las presiones de confinamiento de 50, 100 y 150 KPa y a los pesos específicos entre 1.7 a 2.0 gr/cm³. En el Anexo XIII se adjuntan las planillas de laboratorio.

Tabla 5.11: Resultados Triaxial

Piquete	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	Piquete	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	Piquete	c' (kg/cm ²)	φ' (°)
T3 - 01	0,296	39,78	T3 - 29	0,381	37,92	T3 - 57	0,204	38,61
T3 - 02	0,237	39,43	T3 - 30	0,363	38,54	T3 - 58	0,268	36,96
T3 - 03	0,213	39,43	T3 - 31	0,314	39,06	T3 - 59	0,253	37,41
T3 - 04	0,231	38,94	T3 - 32	0,187	37,72	T3 - 60	0,262	36,39
T3 - 05	0,274	39,05	T3 - 33	0,202	37,25	T3 - 61	0,251	37,11
T3 - 06	0,274	39,34	T3 - 34	0,171	38,20	T3 - 62	0,215	37,91
T3 - 07	0,247	40,55	T3 - 35	0,184	37,18	T3 - 63	0,141	40,19
T3 - 08	0,218	40,93	T3 - 36	0,177	37,41	T3 - 64	0,251	37,11
T3 - 09	0,289	38,32	T3 - 37	0,212	36,62	T3 - 65	0,268	36,61
T3 - 10	0,255	39,19	T3 - 38	0,104	42,25	T3 - 66	0,284	36,11
T3 - 11	0,306	37,99	T3 - 39	0,211	37,41	T3 - 67	0,261	37,12
T3 - 12	0,210	40,50	T3 - 40	0,217	37,21	T3 - 68	0,264	36,44
T3 - 13	0,312	38,03	T3 - 41	0,231	36,50	T3 - 69	0,243	37,36
T3 - 14	0,326	37,47	T3 - 42	0,337	37,72	T3 - 70	0,234	37,61
T3 - 15	0,185	41,50	T3 - 43	0,270	38,20	T3 - 71	0,268	36,61
T3 - 16	0,275	37,47	T3 - 44	0,254	38,67	T3 - 72	0,214	37,86
T3 - 17	0,314	36,89	T3 - 45	0,275	37,79	T3 - 73	0,268	36,61
T3 - 18	0,185	40,11	T3 - 46	0,267	38,03	T3 - 74	0,231	37,75
T3 - 19	0,175	40,36	T3 - 47	0,286	36,84	T3 - 75	0,214	39,19
T3 - 20	0,144	40,79	T3 - 48	0,254	37,31	T3 - 76	0,247	40,55
T3 - 21	0,381	37,92	T3 - 49	0,219	38,31	T3 - 77	0,228	40,93
T3 - 22	0,366	38,34	T3 - 50	0,327	35,55	T3 - 78	0,214	38,32
T3 - 23	0,000	39,30	T3 - 51	0,297	36,49	T3 - 79	0,203	39,19
T3 - 24	0,239	40,55	T3 - 52	0,274	36,40	T3 - 80	0,193	37,99
T3 - 25	0,306	37,52	T3 - 53	0,204	38,61	T3 - 81	0,167	40,50
T3 - 26	0,250	39,04	T3 - 54	0,233	37,73	T3 - 82	0,157	38,03
T3 - 27	0,398	34,89	T3 - 55	0,218	38,17	T3 - 83	0,174	37,47
T3 - 28	0,253	37,25	T3 - 56	0,192	39,22	T3 - 84	0,191	41,50

5.3.2.6 Ensayo de agresividad

Los ensayos de agresividad se realizaron sobre las muestras obtenidas de las calicatas. Los límites se consideraron con la clasificación de agresividad del Cirsoc 201-2005. Los valores obtenidos son menores al 0.1% de sulfatos solubles y con un pH entre 5 a 6. Esta clasificación es la mínima que considera el reglamento. En el Anexo XIV se adjuntan las planillas de laboratorio.

Tabla 5.12: Resultados de agresividad

Piquete	Agresividad	Piquete	Agresividad	Piquete	Agresividad
T3 - 01	Na	T3 - 29	Na	T3 - 57	Na
T3 - 02	Na	T3 - 30	Na	T3 - 58	Na
T3 - 03	Na	T3 - 31	Na	T3 - 59	Na
T3 - 04	Na	T3 - 32	Na	T3 - 60	Na
T3 - 05	Na	T3 - 33	Na	T3 - 61	Na
T3 - 06	Na	T3 - 34	Na	T3 - 62	Na
T3 - 07	Na	T3 - 35	Na	T3 - 63	Na
T3 - 08	Na	T3 - 36	Na	T3 - 64	Na
T3 - 09	Na	T3 - 37	Na	T3 - 65	Na
T3 - 10	Na	T3 - 38	Na	T3 - 66	Na
T3 - 11	Na	T3 - 39	Na	T3 - 67	Na
T3 - 12	Na	T3 - 40	Na	T3 - 68	Na
T3 - 13	Na	T3 - 41	Na	T3 - 69	Na
T3 - 14	Na	T3 - 42	Na	T3 - 70	Na
T3 - 15	Na	T3 - 43	Na	T3 - 71	Na
T3 - 16	Na	T3 - 44	Na	T3 - 72	Na
T3 - 17	Na	T3 - 45	Na	T3 - 73	Na
T3 - 18	Na	T3 - 46	Na	T3 - 74	Na
T3 - 19	Na	T3 - 47	Na	T3 - 75	Na
T3 - 20	Na	T3 - 48	Na	T3 - 76	Na
T3 - 21	Na	T3 - 49	Na	T3 - 77	Na
T3 - 22	Na	T3 - 50	Na	T3 - 78	Na
T3 - 23	Na	T3 - 51	Na	T3 - 79	Na
T3 - 24	Na	T3 - 52	Na	T3 - 80	Na
T3 - 25	Na	T3 - 53	Na	T3 - 81	Na
T3 - 26	Na	T3 - 54	Na	T3 - 82	Na
T3 - 27	Na	T3 - 55	Na	T3 - 83	Na
T3 - 28	Na	T3 - 56	Na	T3 - 84	Na

Referencia:

Na: No agresivo

Los ensayos de agresividad en agua no se ejecutaron debido a que en ningún sondeo se detectó la presencia del nivel freático.

5.4 - RESUMEN DE RESULTADOS

En base a los resultados de campo y de laboratorio se confecciona la Tabla 5.13 donde se presenta un resumen de todos los resultados de los ensayos ejecutados en este estudio.

Referencias:

NF: Nivel freático

Nd: No detectado

Na: No agresivo

Tabla 5.13: Resumen de Resultados.

Piquete	Ensayos de Campo				Ensayos de Laboratorio											
	Y _d (gr/cm ³)	CBR (%)	K (Kg/cm ³)	NF	Tamiz Pasante		W (%)	W _L (%)	Ip	S.U.C.S	Y _{opt} (gr/cm ³)	W _{opt} (%)	CBR (%)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	Agresividad
					N°4 (%)	N°200 (%)										
T3 - 01	1,96			Nd	33,00	3,00	3,79	29,89	6,91	GP	2,20	5,10%	15,0	0,296	39,78	Na
T3 - 02	1,96			Nd	30,40	3,40	3,74	20,62	1,70	GW	2,21	4,50%	14,0	0,237	39,43	Na
T3 - 03	1,96	27,41%	23,46	Nd	38,50	3,40	1,60	16,16	0,18	GW	2,18	5,30%	20,0	0,213	39,43	Na
T3 - 04	1,93			Nd	29,50	3,60	4,04	18,00	0,50	GP	2,19	4,60%	16,0	0,231	38,94	Na
T3 - 05	1,99			Nd	50,50	3,60	3,72	17,87	1,19	SP	2,20	4,90%	18,0	0,274	39,05	Na
T3 - 06	1,97	27,41%	18,35	Nd	49,00	3,80	5,60	19,60	0,76	SP	2,18	4,50%	21,0	0,274	39,34	Na
T3 - 07	2,01			Nd	56,90	5,30	5,73	17,33	0,31	SP	2,14	5,00%	19,0	0,247	40,55	Na
T3 - 08	2,01			Nd	43,30	3,50	3,59	15,74	0,14	GW	2,18	4,45%	20,0	0,218	40,93	Na
T3 - 09	1,90	28,27%	9,76	Nd	45,00	3,50	3,47	18,37	0,24	GP	2,21	4,60%	21,0	0,289	38,32	Na
T3 - 10	2,04			Nd	54,20	5,90	1,78	14,92	NP	SP	2,18	4,40%	20,0	0,255	39,19	Na
T3 - 11	1,96			Nd	31,50	9,30	2,48	17,06	0,32	GW	2,11	5,00%	15,5	0,306	37,99	Na
T3 - 12	2,01	23,15%	19,84	Nd	45,70	4,40	1,28	17,29	0,21	GW	2,11	4,50%	19,5	0,210	40,50	Na
T3 - 13	1,91			Nd	45,70	8,20	3,61	23,25	0,55	GW	2,10	4,90%	20,5	0,312	38,03	Na
T3 - 14	1,91			Nd	36,00	3,60	4,79	25,79	0,31	GW	2,16	4,60%	22,5	0,326	37,47	Na
T3 - 15	2,05	42,24%	20,79	Nd	25,50	1,60	2,71	16,82	NP	GW	2,22	4,75%	27,0	0,185	41,50	Na
T3 - 16	1,87			Nd	39,00	3,80	3,79	23,51	1,02	GW	2,21	4,50%	24,5	0,275	37,47	Na
T3 - 17	1,87			Nd	39,20	5,40	2,65	19,18	2,25	GW	2,21	4,50%	25,0	0,314	36,89	Na
T3 - 18	2,02	35,92%	24,88	Nd	40,80	2,30	1,45	19,97	0,17	GW	2,25	4,80%	30,0	0,185	40,11	Na
T3 - 19	2,02			Nd	55,70	4,50	1,52	17,93	0,02	SW	2,33	5,00%	26,0	0,175	40,36	Na
T3 - 20	2,05			Nd	57,70	8,80	3,03	22,70	0,22	SP - SM	2,22	5,00%	24,0	0,144	40,79	Na
T3 - 21	1,94	23,29%	37,32	Nd	53,30	8,50	2,00	24,69	0,02	SW	2,22	4,70%	22,0	0,381	37,92	Na
T3 - 22	1,92			Nd	49,90	4,20	6,64	24,57	0,18	SW	2,21	4,70%	22,5	0,366	38,34	Na
T3 - 23	1,82			Nd	32,60	4,50	2,36	17,32	0,79	GW	2,24	5,00%	29,0	0,000	39,30	Na
T3 - 24	2,03	32,24%	11,10	Nd	40,20	5,00	2,27	17,60	1,27	GP	2,19	5,30%	29,5	0,239	40,55	Na
T3 - 25	1,85			Nd	48,00	7,40	0,60	17,37	NP	GP	2,16	5,20%	23,5	0,306	37,52	Na

ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LAS VIAS DEL FFCC GRAL. BELGRANO, ENTRE JOAQUIN V. GONZALEZ y EMBARCACION. PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

Piquete	Ensayos de Campo				Ensayos de Laboratorio											
	Y _d (gr/cm ³)	CBR (%)	K (Kg/cm ³)	NF	Tamiz Pasante		W (%)	W _L (%)	I _p	S.U.C.S	Y _{opt} (gr/cm ³)	W _{opt} (%)	CBR (%)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	Agresividad
					N°4 (%)	N°200 (%)										
T3 - 26	1,97			Nd	32,00	5,60	2,20	16,55	0,48	GP	2,17	5,40%	21,0	0,250	39,04	Na
T3 - 27	1,72	30,20%	45,5118	Nd	44,70	6,00	0,82	15,57	NP	GP	2,20	5,00%	21,0	0,398	34,89	Na
T3 - 28	1,82			Nd	53,00	9,40	6,56	19,20	0,58	SP - SM	2,18	5,00%	21,5	0,253	37,25	Na
T3 - 29	1,72			Nd	37,40	9,40	9,43	19,66	0,77	GW	2,18	5,00%	24,5	0,381	37,92	Na
T3 - 30	1,73	51,30%	22,2047	Nd	30,60	10,00	9,03	21,36	0,50	GP	2,20	4,60%	30,5	0,363	38,54	Na
T3 - 31	1,99			Nd	50,80	5,61	4,43	16,64	0,76	GP	2,21	4,60%	26,0	0,314	39,06	Na
T3 - 32	1,74			Nd	54,37	6,79	6,71	16,53	0,57	GP	2,19	5,40%	21,5	0,187	37,72	Na
T3 - 33	1,64	58,27%	20,47	Nd	56,11	6,97	2,94	17,82	0,47	GP	2,22	4,20%	26,0	0,202	37,25	Na
T3 - 34	1,73			Nd	58,43	7,67	1,96	18,02	0,49	GP	2,21	4,80%	22,5	0,171	38,20	Na
T3 - 35	1,59			Nd	59,06	6,52	3,23	18,18	0,91	GP	2,24	4,00%	25,5	0,184	37,18	Na
T3 - 36	1,69	50,82%	33,78	Nd	59,06	6,44	4,14	24,87	0,45	GW	2,26	4,00%	20,5	0,177	37,41	Na
T3 - 37	1,65			Nd	47,80	2,58	3,15	24,51	3,02	GW	2,28	4,30%	25,0	0,212	36,62	Na
T3 - 38	2,02			Nd	51,40	9,07	3,99	29,31	4,16	GP	2,28	4,80%	28,0	0,104	42,25	Na
T3 - 39	1,65	36,98%	26,14	Nd	43,29	1,99	2,81	24,43	0,59	GW	2,30	4,40%	31,0	0,211	37,41	Na
T3 - 40	1,65			Nd	43,22	2,19	2,75	18,64	0,14	GW	2,31	4,10%	28,0	0,217	37,21	Na
T3 - 41	1,63			Nd	43,60	1,90	5,00	14,85	NP	GW	2,37	7,00%	25,0	0,231	36,50	Na
T3 - 42	1,68	23,15%	13,39	Nd	36,20	1,46	5,10	15,95	0,27	GW	2,30	4,40%	23,5	0,337	37,72	Na
T3 - 43	1,64			Nd	31,85	1,22	5,99	25,22	1,73	GW	2,29	4,00%	25,0	0,270	38,20	Na
T3 - 44	1,67			Nd	26,98	1,91	4,46	23,10	3,78	GW	2,26	5,00%	25,0	0,254	38,67	Na
T3 - 45	1,65	28,47%	28,74	Nd	23,26	4,48	2,23	16,72	1,13	GP	2,25	4,80%	21,0	0,275	37,79	Na
T3 - 46	1,67			Nd	4,84	0,33	5,76	21,27	2,90	GP	2,22	4,80%	19,0	0,267	38,03	Na
T3 - 47	1,62			Nd	3,60	0,36	6,55	22,19	0,77	GP	2,19	5,90%	27,0	0,286	36,84	Na
T3 - 48	1,72	26,34%	27,24	Nd	32,14	5,04	5,04	18,84	1,72	GP	2,24	4,70%	23,0	0,254	37,31	Na
T3 - 49	1,84			Nd	33,40	1,10	11,03	17,29	1,44	GW	2,24	5,70%	21,5	0,219	38,31	Na
T3 - 50	1,61			Nd	30,80	1,20	6,65	17,03	NP	GW	2,25	4,90%	26,0	0,327	35,55	Na

ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LAS VIAS DEL FFCC GRAL. BELGRANO, ENTRE JOAQUIN V. GONZALEZ y EMBARCACION. PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

Piquete	Ensayos de Campo				Ensayos de Laboratorio											
	Y _d (gr/cm ³)	CBR (%)	K (Kg/cm ³)	NF	Tamiz Pasante		W (%)	W _L (%)	I _p	S.U.C.S	Y _{opt} (gr/cm ³)	W _{opt} (%)	CBR (%)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	Agresividad
					N°4 (%)	N°200 (%)										
T3 - 51	1,64	0,423	13,622	Nd	27,37	1,54	10,15	15,27	NP	GW	2,25	4,90%	28,0	0,297	36,49	Na
T3 - 52	1,62			Nd	30,37	2,64	5,27	16,40	0,85	GP	2,21	5,50%	29,0	0,274	36,40	Na
T3 - 53	1,69			Nd	37,80	3,00	4,72	17,63	0,61	GW	2,17	4,90%	21,0	0,204	38,61	Na
T3 - 54	1,66	31,66%	26,5354	Nd	47,30	3,63	2,67	15,54	NP	GW	2,14	5,60%	23,0	0,233	37,73	Na
T3 - 55	1,71			Nd	43,11	4,10	4,06	15,31	1,55	GW	2,20	4,60%	24,0	0,218	38,17	Na
T3 - 56	1,89			Nd	41,33	5,75	3,79	15,68	0,27	GW	2,20	4,90%	26,0	0,192	39,22	Na
T3 - 57	1,82	29,53%	27,80	Nd	39,34	3,89	5,19	14,67	1,74	GW	2,20	5,00%	32,0	0,204	38,61	Na
T3 - 58	1,62			Nd	36,98	5,15	6,38	16,63	NP	GW	2,23	5,50%	27,0	0,268	36,96	Na
T3 - 59	1,65			Nd	32,94	4,71	6,81	20,21	NP	GW	2,24	5,80%	29,5	0,253	37,41	Na
T3 - 60	1,62	28,47%	23,70	Nd	34,31	2,67	2,83	16,88	1,27	GW	2,21	6,00%	24,0	0,262	36,39	Na
T3 - 61	1,66			Nd	42,20	1,50	2,74	15,57	NP	GW	2,25	6,30%	27,0	0,251	37,11	Na
T3 - 62	1,7			Nd	45,80	1,00	2,60	18,65	0,63	GP	2,25	7,00%	26,0	0,215	37,91	Na
T3 - 63	1,96	23,15%	14,02	Nd	51,90	6,00	2,37	15,33	NP	SP	2,23	5,30%	23,0	0,141	40,19	Na
T3 - 64	1,82			Nd	48,70	6,90	5,90	21,68	1,98	GW	2,23	5,00%	25,5	0,251	37,11	Na
T3 - 65	1,77			Nd	53,40	7,90	2,87	15,33	NP	SP - SM	2,28	4,90%	26,0	0,268	36,61	Na
T3 - 66	1,72	28,47%	16,69	Nd	49,50	3,30	3,46	16,07	0,28	GW	2,22	5,00%	25,0	0,284	36,11	Na
T3 - 67	1,68			Nd	53,14	1,79	5,20	19,33	NP	GP	2,21	4,70%	24,0	0,261	37,12	Na
T3 - 68	1,8			Nd	57,20	8,40	0,59	16,41	NP	SP - SM	2,22	5,45%	22,5	0,264	36,44	Na
T3 - 69	1,69	28,47%	27,87	Nd	57,10	6,50	1,85	17,66	1,37	SP	2,37	5,45%	18,0	0,243	37,36	Na
T3 - 70	1,72			Nd	78,29	29,37	1,13	14,46	NP	SM	2,33	4,70%	26,0	0,234	37,61	Na
T3 - 71	1,68			Nd	49,60	6,00	1,34	18,26	0,07	GW	2,28	4,90%	32,0	0,268	36,61	Na
T3 - 72	1,81	31,66%	15,83	Nd	46,28	8,09	12,84	21,38	0,84	GW	2,23	4,60%	27,0	0,214	37,86	Na
T3 - 73	1,65			Nd	43,40	2,50	9,00	17,92	0,58	GW	2,18	4,90%	22,5	0,268	36,61	Na
T3 - 74	1,74			Nd	46,28	0,67	15,30	21,99	1,93	GW	2,23	4,70%	32,0	0,231	37,75	Na
T3 - 75	1,93	71,03%	34,65	Nd	55,50	6,20	4,40	15,80	0,73	SP	2,25	4,90%	39,0	0,214	39,19	Na

ESTUDIOS DE SUELOS SOBRE LAS VIAS DEL FFCC GRAL. BELGRANO, ENTRE JOAQUIN V. GONZALEZ y EMBARCACION. PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

Piquete	Ensayos de Campo				Ensayos de Laboratorio											
	V _d (gr/cm ³)	CBR (%)	K (Kg/cm ³)	NF	Tamiz Pasante		W (%)	W _L (%)	I _p	S.U.C.S	Y _{opt} (gr/cm ³)	W _{opt} (%)	CBR (%)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	Agresividad
					N°4 (%)	N°200 (%)										
T3 - 76	1,95			Nd	46,30	9,66	2,07	15,80	0,72	SP	2,25	4,60%	27,0	0,247	39,61	Na
T3 - 77	1,88			Nd	44,60	1,60	5,30	16,54	1,22	GW	2,21	5,00%	24,0	0,228	38,76	Na
T3 - 78	1,94			Nd	55,46	3,73	6,43	17,86	0,62	SP	2,20	5,20%	24,5	0,214	39,19	Na
T3 - 79	1,95			Nd	42,70	2,50	6,46	16,81	0,23	GW	2,20	4,80%	26,0	0,203	39,76	Na
T3 - 80	1,95			Nd	68,72	7,07	3,77	17,24	0,28	SP - SM	2,24	5,00%	31,0	0,193	39,89	Na
T3 - 81	1,89	50,82%	6,38	Nd	43,54	1,69	3,42	18,74	NP	GP	2,28	5,10%	38,0	0,167	39,55	Na
T3 - 82	2			Nd	44,91	6,60	8,42	17,18	0,68	GP	2,19	5,70%	28,0	0,157	40,48	Na
T3 - 83	1,91			Nd	44,91	2,29	3,60	15,59	0,45	GW	2,26	5,00%	28,0	0,174	40,02	Na
T3 - 84	1,84	54,01%	30,63	Nd	50,24	1,61	4,39	15,45	NP	SW	2,31	5,20%	39,0	0,191	39,55	Na

5.5 - CONCLUSIONES

En el presente informe se ha presentado la descripción de todos los estudios geotécnicos ejecutados tanto en campo como en laboratorio según lo solicitado en el contrato por servicio de consultoría para realizar estudios de suelos sobre la plataforma de las vías del ferrocarril general belgrano en el ramal C12-C-C15, entre las localidades de Joaquin V. Gonzalez (pk 1082+082) y Embarcacion (pk 1311+735) provincias de Salta y Jujuy. Los principales aspectos que se pueden concluir de este estudio se resume a continuación.

5.5.1 Potencial de Licuación

La licuación de los suelos ocurre cuando el número de ciclos inducido por la carga dinámica genera un incremento en la presión de poros del agua intersticial hasta alcanzar la presión de confinamiento del suelo. En ese caso, las presiones efectivas se reducen a cero y la resistencia al corte del suelo desaparece produciéndose grandes deformaciones. Para la generación de licuación se requiere que la carga inducida posea magnitud suficiente (Magnitud del sismo), que el suelo se encuentre saturado y finalmente que posea relativa baja densidad con escasos contenidos de finos.

Los criterios antes mencionados se traducen en los requerimientos del reglamento Inpres-Cirsoc 103. El cual permite determinar que los suelos estudiados a lo largo de toda la traza, no presenta posibilidades de licuación según este reglamento ya que se cumplen los puntos para catalogarlo como licuación improbable, por los siguientes aspectos:

1. Según la clasificación del Cirsoc 103 parte I la zona de estudio está clasificada como zona sísmica 3, peligrosidad sísmica elevada. Por lo tanto, se tiene que cumplir que a 3 m de profundidad el número de golpes del ensayo de penetración estándar sea mayor a 20. Esta condición se cumple en todos los piquetes evaluados.
2. El diámetro medio es mayor a 35 mm
3. No se encuentra saturado
4. Posee en general más de un 5 % de finos lo cual aumenta la resistencia cíclica.

5.5.2 Potencial de Expansividad

La expansividad en los suelos ocurre cuando presentan una serie de elementos que conllevan a un aumento del volumen de la masa del suelo ante la presencia de agua que provoca su expansión o hinchamiento. Para que este fenómeno tenga lugar se requiere que los suelos posean minerales arcillosos expansivos, se encuentren a muy bajos contenidos de humedad, se presenten con elevadas densidades y exista una fuente de agua (nivel freático) muy próximo. El suelo debe poseer una textura fina compuesto fundamentalmente por arcillas. Estas arcillas deben ser liofilicas del tipo montmorillonitas las cuales son capaces de absorber gran cantidad de agua durante su hidratación. La

presencia de estas arcillas expansivas se identifica a través del índice de plasticidad de la fracción fina del suelo. En el presente caso las plasticidades de los finos evaluados resultan menores a 18 % lo cual se considera el límite más bajo del potencial de expansión. Por otra parte, el porcentaje de finos menores a 2 μm resulta menor a 5 % lo cual permite reafirmar con mayor coeficiente de seguridad su bajo potencial de expansión.

5.5.3 Potencial de Colapso

El mecanismo de colapso en los suelos ocurre cuando se presenta una estructura macroporosa (baja densidad) de partículas uniformes poco compactos y en condiciones semisaturadas de baja humedad. Cuando el agua penetra en estos suelos, se reducen las presiones capilares (succión) y la estructura colapsa produciéndose importantes asentamientos. En general este fenómeno ocurre en suelos eólicos depositados en ambientes áridos o semiáridos con partículas de tamaño del limo.

Los suelos evaluados a lo largo de la traza, no presentan en ningún caso estructuras poco densas y sus orígenes son fundamentalmente aluvionales de granulometría gruesa lo cual dista significativamente de poder clasificarse como suelos con algún potencial de colapso.

5.5.4 Clasificación y Capacidad Portante

La norma "UIC 719 -Earthworks and track-bed layers for railway lines" clasifica los materiales de la plataforma en cuatro tipos, según el valor alcanzado por determinados parámetros geotécnicos.

QS0: Suelos de grano fino con baja compactación. P.e arcillas o limos orgánicos, turbas, etc

QS1: Suelos de tipo arcilloso de consistencia blanda a media

QS2: Suelos de grano fino pero con fracción granular apreciable a suelos granulares de tipo arenoso con fracción limo-arcillosa de algo a bastante.

QS3: Suelos granulares o grano sostenidos con escaso porcentaje matriz preferentemente no plástica.

Además, agrupa a las plataformas según el valor de CBR o módulo, teniendo la siguiente clasificación

P1: Plataforma pobre $\text{CBR} \leq 5$

P2: Plataforma media $5 < \text{CBR} \leq 20$

P3: Plataforma buena $\text{CBR} > 20$

A lo largo de la traza el material encontrado se clasifica como GW, GP y en menor medida SP y SM. Por lo tanto, se puede clasificar como QS3 y como plataforma buena P3.

El grado de compactación promedio es del 82%, teniendo mínimos de 72% y máximos de 90%. Para los valores mínimos se podría esperar un CBR promedio de 12%, clasificándose como un plataforma media. Considerando UIC 719 el espesor tendría que ser mayor a 0.35 m, cumpliéndose en todos los casos. De todas maneras se exige que se cumpla un grado de compactación del 95%.

5.5.5 Tension Admisble

La tensión admisble se puede determinar según la ecuación de Heukelom

$$\sigma_{p adm} = \frac{0.006 E_d}{1 + 0.7 \log(N)}$$

Considerando $E_d=2500 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad dinámico

$N= 2 \times 10^6$ número de ciclos de repetición de carga

$$\sigma_{p adm} = 2.78 \text{ kg/cm}^2$$

Para estas tensiones se obtiene deformaciones menores a 5 mm.

5.5.6 Agresividad del Suelo

El suelo estudiado no presenta agresividad al hormigón por lo tanto no es necesario la utilización de cementos especiales para la ejecución de las estructuras.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

CAPÍTULO 6

CONCLUSIÓN

6.1 - INTRODUCCION

En el presente capítulo se exponen las principales conclusiones a las que se arribó de la experiencia laboral desarrollada durante el ejercicio de la Práctica Supervisada.

Cabe destacar que más allá de las conclusiones de carácter técnico que surgieron del presente trabajo de Práctica Supervisada, el ejercicio de las tareas asignadas en “CIM-GROUP Consultora de Ingeniería Mediterránea” permitió desarrollar una experiencia de trabajo en equipo y la interacción permanente con un grupo de profesionales dentro del seno de un estudio dedicado a brindar servicios de ingeniería, superando ampliamente los objetivos personales planteados.

La experiencia laboral permitió afianzar y aplicar muchos de los conceptos adquiridos en las distintas materias cursadas a lo largo de la carrera, en un ámbito en el cual el alumno pudo relacionarse con profesionales de la Ingeniería Civil más experimentados, quienes les brindaron una visión integral relativa a las organizaciones laborales.

6.2 - CONCLUSIONES DE LAS TAREAS DESARROLLADAS EN CIM-GROUP CONSULTORA DE INGENIERIA MEDITERRÁNEA

El objetivo de esta consultoría fue determinar las condiciones geotécnicas actuales de la plataforma de las vías del tramo entre las localidades de Palomitas y La Mendieta que conforman el ramal C12-C-C15 del Ferrocarril General Belgrano, para poder determinar las propiedades, la capacidad portante y, en caso de ser requeridos, los trabajos de mejoramiento necesarios para el correcto comportamiento de la plataforma de la vía férrea. Las tareas consistieron en investigar y determinar los perfiles

geotécnicos, la presencia del nivel freático hasta la profundidad de investigación, las características físicas, químicas, mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas y potencial expansivo, colapsabilidad, licuación o cualquier otra propiedad de suelo con comportamiento inestable o no apropiado para el apoyo de las estructuras proyectadas.

Para cumplir con las pautas mencionadas anteriormente se realizaron ensayos de campo y laboratorio. De acuerdo con los resultados obtenidos se puede concluir que los suelos poseen una buena capacidad portante para ser utilizados como plataforma, no presentan posibilidades de licuación, presentan un potencial de expansión irrelevante, manifiestan una rigidez acorde a los requerimientos del proyecto y no muestran agresividad hacia las estructuras de hormigón. Por lo tanto, estos suelos presentan propiedades mecánicas apropiadas para la construcción de la vía ferroviaria prevista.

Los ensayos realizados permitieron lograr una completa y adecuada caracterización geotécnica de los suelos presente en la traza de la vía, a los fines de los requerimientos del proyecto.

Por otro lado, a nivel personal, se puede concluir que el desarrollo de esta práctica cumplió con el objetivo, de inserción del alumno en un ámbito laboral, desempeñando tareas directamente relacionadas con la profesión. Se reforzaron y se adquirieron nuevos conocimientos en numerosos temas específicamente en el área de la Geotecnia, conociendo cómo se ejecutan los trabajos, con que instrumental y equipamiento.

Finalmente, me gustaría concluir que lo aprendido en esta experiencia laboral fue de gran valor, motivándome al continuo aprendizaje de los temas desarrollados.

BIBLIOGRAFÍA

- Braja M. Das (2001). "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". California State University, Sacramento. 1ª edición, versión español 2001. COPYRIGHT © por International Thomson Editores, S. A. de C. V.
- "Apunte Geotécnica II". Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales. Año 2000.
- Norma ASTM D 1586. Método estándar de ensayo de penetración y muestreo de suelos con tubo partido.
- Norma IRAM 10507. Mecánica de suelos. Método de determinación de la resistencia a la penetración y de obtención de muestras mediante sacatestigos abiertos longitudinalmente.
- Dr. Ing. Juan José Clariá (2017). "Exploración de suelos y muestreo". Clases Geotécnica II. Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.
- Abbona G. F. y Fuente A. (2003). "Correlación de los ensayos de penetración SPT, CPT y DPSH para distintos tipos de suelos de la República Argentina". Tesis para optar al grado de ingenieros. Escuela de Ingeniería. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba.
- Abbona G. F., Fuente A. K., Terzariol R. y Abbona P. V. (2004). "Metodología de Análisis y Filtrado de datos para efectuar correlaciones estadísticas en suelos". XVII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Sinergia 2004, Córdoba, Argentina.
- International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). Ground property characterization by in-situ tests. TC- 16.
- Normas de ensayos. Dirección Nacional de Vialidad. Norma de ensayo VN-E6-84. Determinación del Valor Soporte e Hinchamiento de suelos.
- Alfonso Montejó Fonseca (2002). "Ingeniería de pavimentos para carreteras". Universidad Católica de Colombia. 2ª edición, año 2002. © Alfonso Montejó Fonseca Bogotá, D.C.
- Norma ASTM D-4429. Método de ensayo estándar para CBR (California Bearing Ratio) de suelos en el lugar.

- Norma ASTM D-1194. Método de ensayo estándar para capacidad portante del suelo con cargas estáticas.
- Julio A. Capdevilla (2008). "Comportamiento Tensión - Deformación del Loess del Centro de Argentina en campo y laboratorio: Influencia de los Parámetros Estructurales". Tesis Doctoral en Ciencias de la Ingeniería. Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.