



**Universidad Científica del Perú - UCP**  
*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,  
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA  
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**“EVALUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA Y SU  
RELACIÓN CON UNA PROPUESTA DE  
MEJORAMIENTO DE SUELOS REFORZADOS EN LA  
CARRETERA YURIMAGUAS – MUNICHIS, PROVINCIA  
DE ALTO AMAZONAS, DEPARTAMENTO DE LORETO”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**ASESOR:**

**M.Sc. Ing. Víctor Eduardo Samamé Zatta**

**AUTORES:**

**BOCANEGRA VILLANUEVA, Daniel**

**FLORES BARTRA, Cristopher Joe**

**TARAPOTO – PERÚ**

**2021**

## **DEDICATORIA**

A mis padres, Daniel Bocanegra Castro y Sadith Villanueva Chujandama, por sus sabios consejos que me ayudaron a mantenerme firme en mi proyecto, a mi querida esposa Rut Mamani Panduro, a mis hijos Daniel Bocanegra Mamani y Soraya Bocanegra Mamani, quienes con su infinita ternura y amor me dan fuerza para trabajar y estudiar, a mis hermanos por estar siempre presente, todos ustedes han hecho posible que pueda cumplir mis sueños.

**Daniel Bocanegra Villanueva**

A Dios, siempre confié en él y nunca me dejó solo.

A mis padres, por ellos todo, sin ellos nada.

A mi familia, son mi fuerza en todo momento.

**Cristopher Joe Flores Bartra**

# AGRADECIMIENTO

A mi querida madre, que fue el motivo, la razón de mi existencia, por los consejos, sus enseñanzas, su amor incondicional, por todo cuanto he aprendido de ella en sus acciones.

A mi padre, quien me alienta a seguir adelante a pesar de las adversidades, por sus consejos y confianza.

A mi esposa, hijos y hermanos quienes me dieron el apoyo moral para mis estudios y en la elaboración de mi tesis.

A la Universidad Científica del Perú por acogerme en su casa de estudios y a sus excelentes docentes quienes me brindaron los conocimientos necesarios para la Carrera Profesional de Ingeniería Civil, gracias.

A mi asesor por guiarme en este proceso de formulación y desarrollo de tesis, y por su esmero para culminar de manera exitosa.

A mis amigos que creyeron en mí y me brindaron toda su confianza y apoyo.

**Daniel Bocanegra Villanueva**

En esta oportunidad quiero expresar sobre todas las cosas las gracias a nuestro Dios creador, a mi compañero de tesis que ya no seremos compañeros de clase ahora seremos colegas profesionales por estar en los momentos más difíciles de este largo camino y como olvidar mis padres que sin ellos nada de esto fuera posible.

Agradezco a la Universidad Científica del Perú por brindarme un proceso de aprendizaje singular, basado en la construcción del conocimiento, la crítica y el sentido humano.

Por último, mi reconocimiento al Ing. Víctor Manuel Samamé Zatta, excelente profesional y persona que con su gran conocimiento, experiencia y colaboración se logró la realización de este trabajo.

**Cristopher Joe Flores Bartra**

## CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

La Tesis titulada:

**"EVALUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA Y SU RELACIÓN CON UNA  
PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE SUELOS REFORZADOS EN LA  
CARRETERA YURIMAGUAS – MUNICHIS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS,  
DEPARTAMENTO DE LORETO"**

De los alumnos: **BOCANEGRA VILLANUEVA DANIEL Y FLORES BARTRA  
CRISTOPHER JOE**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó  
satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje  
de **13% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que  
estime conveniente.

San Juan, 24 de Noviembre del 2021.



Dr. César J. Ramal Asayag  
Presidente del Comité de Ética - UCP

CJRA/ri-a  
488-2021



Av. Abelardo Quiñones Km. 2.5



(065) 261088



www.ucp.edu.pe

## Document Information

Analyzed document	UCP_INGENIERIA_2021_TESIS_DANIELBOCANEGRA_CRISTOPHERFLORES_V1.pdf (D119205505)
Submitted	2021-11-19T17:29:00.0000000
Submitted by	Comisión Antiplagio
Submitter email	revision.antiplagio@ucp.edu.pe
Similarity	13%
Analysis address	revision.antiplagio.ucp@analysis.arkund.com

## Sources included in the report

<b>SA</b>	<b>11679-Sallago Coronado, Arturo 2_.pdf</b> Document 11679-Sallago Coronado, Arturo 2_.pdf (D39692169)	 <b>3</b>
<b>SA</b>	<b>Universidad Científica del Perú / UCP_INGENIERÍA CIVIL_2020_TESIS_KARYPINTO_EDILBERTOCUBAS_V1.pdf</b> Document UCP_INGENIERÍA CIVIL_2020_TESIS_KARYPINTO_EDILBERTOCUBAS_V1.pdf (D88831648) Submitted by: revision.antiplagio@ucp.edu.pe Receiver: revision.antiplagio.ucp@analysis.arkund.com	 <b>10</b>
<b>SA</b>	<b>TESIS-ATAUCHI R.W Y HACHA S.A.pdf</b> Document TESIS-ATAUCHI R.W Y HACHA S.A.pdf (D50267880)	 <b>3</b>
<b>SA</b>	<b>TESIS PROFESIONAL -HERRERA FIGUEROA EDGAR OMAR.pdf</b> Document TESIS PROFESIONAL -HERRERA FIGUEROA EDGAR OMAR.pdf (D112577376)	 <b>3</b>
<b>SA</b>	<b>8174 gonzalez_ba.pdf</b> Document 8174 gonzalez_ba.pdf (D34859437)	 <b>2</b>
<b>W</b>	URL: <a href="http://repositorio.ucp.edu.pe/handle/UCP/1303">http://repositorio.ucp.edu.pe/handle/UCP/1303</a> Fetched: 2021-11-19T17:43:00.0000000	 <b>31</b>

## ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

### FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N° 754-2021-UCP-FCEI del 02 de noviembre del 2021, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- |  |            |
|--|------------|
| • Ing. Caleb Rios Vargas, M.Sc.          | Presidente |
| • Ing. Luis Armando Cuzco Trigozo, M.Sc. | Miembro    |
| • Ing. Isaac Duhamel Castillo Chalco.    | Miembro    |

Como Asesor: **Ing. Víctor Eduardo Samamé Zatta, M. Sc.**

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 16:00 horas del día 16 de diciembre del 2021, modo virtual con la plataforma del ZOOM, supervisado en línea por la Secretaria Académica de la Facultad y el Director de Gestión Universitaria de la Filial Tarapoto de la Universidad, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: “EVALUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA Y SU RELACIÓN CON UNA PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE SUELOS REFORZADOS EN LA CARRETERA YURIMAGUAS – MUNICHIS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS, DEPARTAMENTO DE LORETO”.

Presentado por los sustentantes:

### **DANIEL BOCANEGRA VILLANUEVA y CRISTOPHER JOE FLORES BARTRA**

Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL.**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: **ABSUELTAS.**

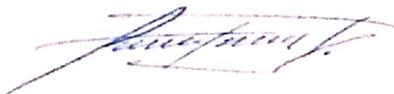
El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: **APROBADA POR MAYORÍA CON LA NOTA DE QUINCE (15).**

En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.



Presidente



Miembro



Miembro

Contáctanos:

Iquitos – Perú  
065 - 26 1088 / 065 - 26 2240  
Av. Abelardo Quiñones Km. 2.5

Filial Tarapoto – Perú  
42 – 58 5638 / 42 – 58 5640  
Leoncio Prado 1070 / Martines de Compañón 933

Universidad Científica del Perú  
www.ucp.edu.pe

## APROBACIÓN

Tesis sustentada en acto público el día 16 de diciembre del 2021 a las 04.00 p.m.



---

**M.Sc. Ing. CALEB RÍOS VARGAS**  
PRESIDENTE DEL JURADO



---

**M.Sc. Ing. LUIS ARMANDO CUZCO TRIGOZO**  
MIEMBRO DEL JURADO



---

**Ing. ISAAC DUHAMEL CASTILLO CHALCO**  
MIEMBRO DEL JURADO



---

**M.Sc. Ing. VICTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA**  
ASESOR

# ÍNDICE

<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>2</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>3</b>
<b>APROBACIÓN</b> .....	<b>4</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>9</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>10</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>11</b>
1.1 Introducción.....	11
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>13</b>
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	13
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	13
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES.....	15
2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES.....	19
2.2 BASES TEÓRICAS.....	19
2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	36
<b>CAPÍTULO III: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	<b>39</b>
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	39
3.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	40
3.2.1 PROBLEMA GENERAL .....	40
3.2.2 PROBLEMAS ESPECIFICOS.....	40
3.3 OBJETIVOS .....	41
3.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	41
3.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	41
3.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	41
3.5 HIPÓTESIS .....	42
Hipótesis General.....	42
3.6 VARIABLES .....	42
Identificación de Variables .....	42
Variable Independiente: .....	42
Variable dependiente:.....	42
<b>CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA</b> .....	<b>43</b>
4.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	43
4.2 POBLACIÓN Y MUESTRA .....	43
4.3 TÉCNICAS, INSTRUMENTO Y PROCESAMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	43

<b>CAPÍTULO V: MATERIALES Y MÉTODOS</b> .....	45
5.1 Trabajos de Campo.....	45
<b>CAPÍTULO VI: RESULTADOS</b> .....	54
6.1 MEJORAMIENTO DE SUELOS EN ZONAS DE RELLENOS .....	54
6.2 CIMENTACIÓN CON GEOMALLAS PARA TRAMOS DE SUELO REFORZADO .....	56
6.3 SOLUCIÓN PROPUESTA PARA RELLENO DE SUELO REFORZADO .....	57
<b>CAPÍTULO VII: DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....	60
7.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE TERRENO DE FUNDACION .....	60
7.2 TERRENO DE FUNDACIÓN.....	60
7.3 ANÁLISIS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN.....	60
7.4 ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS.....	60
<b>CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	61
8.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	61
<b>CAPÍTULO IX: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	66
<b>ANEXOS</b> .....	68

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Surcos formados por pérdida de finos en el tramo 10 +700 km..	50
Ilustración 2: Presencia de cárcavas profundas formadas en la zona del tramo 8 +500 km luego de una lluvia moderada ocurrida al día siguiente. ....	51
Ilustración 3: Se observa distinta resistencia del suelo a lo largo del eje (utilizando DPL) y se denota en campo por inspección visual la presencia de distintos rellenos .....	52
Ilustración 4: Esquema del criterio de capacidad de soporte. ....	54

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ensayos de Clasificación .....	46
Tabla 2: Parámetros de resistente de Mohr Coulumb para e DPL.....	47
Tabla 3: Resumen de la profundidad de mejoramiento – Zonas de Terraplén	55
Tabla 4: Resumen de la profundidad de mejoramiento – Zonas de Suelo reforzado que no necesitan Geomalla en Cimentación.....	56
Tabla 5: Resumen de la profundidad de mejoramiento y refuerzo – Zonas de Suelo Reforzado .....	57
Tabla 6: Especificaciones del relleno estructural (AASHTO) .....	58
Tabla 7: Resumen de la profundidad de mejoramiento.....	61

# RESUMEN

El presente trabajo de evaluación geológica y geotécnica para la propuesta de mejoramiento de suelos reforzados de la carretera se encuentra ubicada en la provincia de Alto Amazonas – Loreto, el sector de estudio comprende desde el km 1+200 al km 19+000 de la carretera Yurimaguas - Munichis.

Los objetivos de la presente investigación están orientados a realizar una propuesta de diseño y conocer la importancia del estudio geológico - geotécnico con el fin de determinar las características físicas de los suelos que lo conforman para poder emplearlas en la construcción.

Además, el estudio consistió en el reconocimiento del terreno, ensayos de campo y muestreo de suelos para los ensayos respectivos con el fin establecer las condiciones físicas, tiene a bien de identificar las distintas formaciones litológicas del tramo que está constituido por depósitos aluviales de origen lacustrito constituidos de gravas y arcillas inconsolidados de granos finos, el fenómeno de dispersión de finos y asentamientos por presencia de suelos muy blandos las que genera hundimientos, lo cual, disminuye la resistencia del suelo.

La metodología de investigación empleada pertenece al tipo de Investigación Cuantitativa – Cuantitativa, sobre la que se buscó especificar y analizar las características geológicas y geotécnicas del suelo.

**Palabra claves: Evaluación, investigaciones geológicas y geotécnicas, terreno de fundación.**

## ABSTRACT

The present work of geological and geotechnical evaluation for the proposal to improve the reinforced soils of the highway, is in the province of Alto Amazonas - Loreto, the study sector includes from km 1 + 200 to km 19 + 000 of the Yurimaguas - Munichis highway.

The objectives of this research are aimed at making a design proposal and knowing the importance of the geological-geotechnical study to determine the physical characteristics of the soils that make it up to use them in construction.

In addition, the study consisted in the recognition of the terrain, field tests and soil sampling for the respective tests to establish the physical conditions, it has the benefit of identifying the different lithological formations of the section that is constituted by alluvial deposits of lacustrine origin. made up of unconsolidated gravels and clays of fine grains, the phenomenon of dispersion of fines and settlements due to the presence of very soft soils, which generates subsidence, which reduces the resistance of the soil.

The research methodology used belongs to the type of Quantitative - Quantitative Research, on which it was sought to specify and analyze the geological and geotechnical characteristics of the soil.

**Key word: Evaluation, geological and geotechnical investigations, foundation terrain.**

# CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

## 1.1 Introducción

Esta investigación se desarrolló en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto, teniendo como finalidad de realizar una propuesta de mejoramiento de suelos reforzados, el sector de estudio comprende desde el km. 1+200 al km. 19+000 de la Carretera Yurimaguas - Munichis. Actualmente, la carretera presenta problemas de inundación, fenómeno de dispersión de finos y asentamientos por presencia de suelos muy blandos, las que genera hundimientos; lo cual, disminuye la resistencia del suelo. El principal agente desencadenante identificado es el agua que se presente en forma de escorrentía superficial y subsuperficial.

La verificación de campo y los ensayos de laboratorio (doble hidrómetro) han determinado la presencia de suelos dispersivos; por lo tanto, uno de los factores que genera las deformaciones y los hundimientos están asociados al fenómeno de “migración de finos”.

Otro aspecto fundamental que debe ser evaluado en este tipo de suelos blandos es su comportamiento en los eventos sísmicos y la pérdida de la plataforma por la amplificación sísmica y su alto período de vibración que generalmente se traduce en grandes deformaciones y asentamientos diferenciales.

Para la evaluación geotécnica de la carretera mencionada, se programó y ejecutó una investigación geotécnica en el tramo desde el km. 1+200 al km. 19+000 de la Carretera Yurimaguas - Munichis. Los trabajos de campo que se realizaron fueron: 10 excavaciones de calicatas, 42 ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), 18 ensayos de refracción sísmica, 18 Ensayos de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), y finalmente 12 ensayos de Tomografía eléctrica (ERT).

El propósito de esta tesis es la evaluación geológica y geotécnica para una propuesta de mejoramiento de suelos, con el propósito de brindar los criterios

técnicos, formaciones geológicas presentes y caracterización con materiales adecuados para emplear eficientemente las capas superiores y la superficie de rodadura de la carretera, dotándolas de estabilidad estructural para lograr su eficiente comportamiento, es muy importante los diferentes aspectos, la existencia de materiales que podemos utilizar, para su empleo, ya que las propiedades de los suelos y características adecuadas de los materiales y como esta fue mejorada determinaran en la superficie de rodadura.

El reconocimiento del terreno y la interpretación de los datos obtenidos, que permiten caracterizar los diversos suelos presentes en la zona de estudio para el emplazamiento de la carretera en la cual se deben de considerarse: El tipo suelo clasificación del suelo, construcción de rellenos, posición nivel freático, agresividad de suelos y agua y solución a problemas locales del terreno.

En la presente investigación se demostrará conceptos básicos, en tal sentido el presente trabajo está plasmado en el estudio geológico y geotécnico de terreno de fundación de la carretera Yurimaguas - Munichis.

Por otro lado, las carreteras de nuestro país representan un importante medio de desarrollo que permite la comunicación entre las poblaciones, el acceso a servicios y recursos y la integración territorial del país. Las carreteras son inversiones importantes que demandan atención permanente a través de trabajos de mantenimiento que permitan contar, el mayor tiempo posible, como medio de acceso que facilite la circulación de los vehículos de manera más rápida y eficiente.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

En la actualidad la mayoría de los especialistas recomiendan la ejecución de investigaciones geológicas y geotécnicas para definir una cimentación estable y segura. Sin embargo, numerosos especialistas encargados de proyecto de cimentaciones de estructuras no cumplen estas recomendaciones, efectuando muchas veces solo las investigaciones de manera incompleta y confusa, desconociendo la importancia de estas.

Como antecedentes de estudios que contiene información geológica geotécnica que tiene relación con el objetivo del proyecto, se tiene numerosos estudios que se han realizado en épocas anteriores, de las cuales podemos señalar las siguientes:

#### 2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- Según **Jenny Lorena Niño Sana (2015)** en su tesis de grado titulada **“Estudio de Suelos y Análisis Geotécnico Del Sector Ubicado en el K4+180 de La Vía Puente Reyes - Gameza”**. De la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Se llegan a las siguientes conclusiones:

Después de haber completado todas las actividades propuestas para el desarrollo del estudio, a continuación, se presentan una serie de conclusiones y recomendaciones para tener en cuenta durante la construcción del proyecto.

#### **De las características técnicas del sector**

- La geología del sector indica que el sitio se encuentra enmarcado dentro de un depósito cuaternario de características coluvio-aluviales, conformado por material rocoso compuesto por arcillas limosas grisáceas que corresponden a materiales que constituyen la

formación Guaduas; el material de la masa deslizada lo constituyen arcillas limosa café-grisáceas.

- El componente sísmico y tectónico reflejan que el sitio se encuentra directamente relacionado con la falla de Gámeza, la cual según registros de la Red Sismológica Nacional no ha tenido repercusiones importantes sobre el sector.
- En cuanto a las condiciones topográficas y geomorfológicas, se puede decir que estas no representan interés importante para el proyecto ya que este se localiza en sobre un terreno montañoso, pero no de una importante pendiente.
- **Cristian Alberto Agudelo Rodríguez.** En su trabajo de investigación titulado: **“Evaluación Diagnóstica De Las Condiciones Geotécnicas De Los Puentes Localizados Sobre Las Principales Corrientes De Agua Superficial Que Cruzan El Trazado De La Carretera Cúcuta-Pamplona, En El Norte De Santander, Colombia”**, de la Universidad de Santander, Bucaramanga, quienes llegaron entre otras a las siguientes conclusiones:
  - Se identificó la población (Todas las estructuras tipo pontón o puentes ubicados sobre las principales corrientes de agua superficial que cruzan el trazado de la carretera Cúcuta-Pamplona), y se tomó la muestra mediante un muestreo de tipo probabilístico teniendo en cuenta los diferentes pisos térmicos registrados a lo largo de la vía para llevar a cabo el estudio.
  - Se diseñó un instrumento de captación de información geológica y geotécnica propio y adecuado para realizar una completa evaluación diagnóstica geotécnica de puentes.
  - Se logró levantar la suficiente información de tipo geológico y geotécnico a través del instrumento de captación y demás herramientas recomendadas caracterizando las estructuras en estudio sobre el trazado de la vía Cúcuta-Pamplona.

- Se realizó un análisis crítico de las condiciones geotécnicas y estructurales encontradas en cada zona y estructura evaluada, obteniendo una relación de la causa y el efecto en cada escenario.
  - Se presentó en forma enunciativa las posibles soluciones a cada uno de los problemas geotécnicos y estructurales que se identificaron en los puentes evaluados, a su vez se propuso una metodología de diagnóstico geotécnico preliminar de puentes.
- **(Rojas, 2016). “Estudio geológico – geotécnico para la cimentación del puente sobre la quebrada Tungani en la vía Carimanga – Lucero – Río Pindo (KM 27+100) En la parroquia El Lucero canto Calvas Provincia de Loja – Ecuador”**

El estudio fue realizado con el fin de conocer las condiciones de cimentación óptimas para un puente, temporal tipo Bailey que debe ser reemplazado por uno definitivo.

Esta investigación fue planificada y ejecutada cubriendo una zona de 200 metros a cada lado del puente actual en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal, mediante la realización de trabajos como: levantamiento topográfico, estudio geológico, estudio geotécnico, estudio geomorfológico de superficie.

El objetivo de la presente investigación pretende determinar el comportamiento físicomecánico de los materiales de la zona de estudio, a través de ensayos in situ y ensayos de laboratorio y proponer condiciones óptimas de cimentación de la zona de estudio.

## 2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

- Tenemos tesis del autor **Hernán Ernesto Aguirre Castro**. En su trabajo de investigación titulado: **“Estudio Geotécnico Y Solución A Nivel De Ingeniería Básica En El Km. 484 Oleoducto Nor-Peruano”**, de la Universidad de Piura, Piura – Perú 2007, quienes llegaron entre otras a las siguientes conclusiones:

- La zona alta del Km.484 corresponde a formaciones rocosas con discontinuidades, fracturas, fisuras y fallas. Los deslizamientos se dan en esta parte de Este a Oeste, por lo tanto, el material depositado en las cercanías del oleoducto es producto de estas remociones de masa activas y la ubicación de mayor cantidad de puntos de control sobre estas zonas no sería adecuado.
- El área en la que se encuentra la tubería del Km. 484 es una zona de deslizamientos. La heterogeneidad del medio y la falta de datos de piezometría en épocas prolongadas hace que no se puede dar un diagnóstico para observar el comportamiento del nivel freático.
- Se observa que los deslizamientos se producen en los meses de abril y mayo, coincidente con el fin del período lluvioso. Según el SENAMHI este período es de setiembre a mayo para esta zona (2400mm en promedio), lo que constituye el factor desencadenante de los fenómenos de geodinámica externa que se ven en la zona.
- La instalación de un sistema de drenaje profundo en el área subdrenes perforados- presenta limitaciones por el tipo de suelo existente (coluvial). Este sistema podría generar una focalización en el drenaje del subsuelo y procesos de conificación que generaría problemas de tubificación y asentamientos diferenciales muy costosos de remediar.
- Las técnicas de monitoreo (Inclinometría, Piezometría y Topografía) en el área de estudio son adecuadas porque proporcionan tendencias y magnitudes de los movimientos.
- Además, tenemos una Tesis del Autor: Cesar Quispe Tito, Titulada: **“Evaluación Geológica - Geotécnica Para El Proceso Constructivo De La Avenida Jallihuaya - Puno”**, de la Universidad Nacional del Antiplano, Puno – Perú, que llegan a las siguientes conclusiones:
  - Geológicamente el tramo expone mayormente rocas sedimentarias tipo areniscas arcóscicas (del Grupo Puno) o desde el punto de vista geomórfico, la zona, está propensa a inundaciones por estar cerca a

la microcuenca del Lago Titicaca. la estratigrafía local está conformada por rocas del Mesozoico a Cenozoico (Cuaternario recientes).

- Los suelos existentes que conforma el terreno de fundación son inestables blandas de baja consistencia desde el km. 00+000 al km. 1+750, con C.B.R. con humedad optima de 4 – 6 % porque presenta suelos arcillosos muy expansivos con alto contenido de humedad saturados. En cuanto a las canteras exploradas, todas cumplen con las características geomecánicas para su procesamiento y conformación de la nueva estructura a construirse.
- La cantera de roca para el mejoramiento del suelo de fundación son rocas andesitas basálticas del grupo tacaza, los cuales cumplen con los requisitos mínimos exigidos por las Especificaciones Técnicas. ASTM, AASHTO, y MTC. Con los siguientes resultados, Abrasión los angeles.22.01%
- La cantera de roca para el mejoramiento del terraplén son rocas volcánicas andesitas basálticas fragmentadas los cuales cumplen con los requisitos mínimos exigidos por las Especificaciones Técnicas. ASTM, AASHTO, y MTC, Con los siguientes resultados, Abrasión los angeles.27.05%, Ensayo de durabilidad.16.27%
- La cantera Jallihuaya son rocas sedimentarias del grupo puno las cuales son fragmentos redondeados a sub redondeados que serán zarandeados para la conformación de la estructura de la subbase y base granular.
- Existen estudios geológicos y geotécnicos desarrollados en la zona por GEOFAL SAC en el Ensanchamiento de la Av. Javier Prado, tramo Av. La Molina – Ovalo Monitor, donde se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Pavimentación.

Así mismo se han realizado diferentes estudios en todo Lima, referidos a obras de construcción de infraestructuras, puentes, túneles, pistas, etc.

El desarrollo de la presente tesis fue permitido por GEOFAL SAC (Geotecnia y Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos) algunos datos no serán considerados por ser de carácter reservado para la empresa.

- **(Sallago, 2010). “Estudio geológico y geotécnico para la estabilidad de las torres de alta tensión entre las subestaciones Huallanca – Quitarasca, Provincia de Huaylas - Departamento de Ancash”.** Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.

Informe de competencia profesional, que tiene la finalidad de determinar las condiciones geológicas y geotécnicas de la línea de transmisión desde la subestación Huallanca hasta la futura Subestación Quitarasca, a fin de determinar e identificar la presencia de procesos geológicos activos, procesos de geodinámica externa, que pueden afectar a las obras proyectadas para la cimentación de las estructuras de soporte de la línea de alta tensión eléctrica y subestaciones.

Fue indispensable evaluar las características geológico-geotécnicas de superficie y del subsuelo a lo largo del trazo topográfico. Se desarrollaron investigaciones en campo, las que consistieron en excavación de calicatas, donde se ubican las subestaciones, vértices y probables sitios donde se ubicaran las torres intermedias, de las que se recolectaron muestras representativas de suelos que fueron remitidas al laboratorio de mecánica de suelos para su respectivo análisis, necesarios para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes tipos de suelos/rocas que conforman la zona de estudio.

- **(Suyo, 2017). “Modelo de investigaciones geológicas y geotécnicas para definir la cimentación de estructuras de líneas de transmisión eléctrica”.** Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Tesis de Posgrado, Lima, Perú.

La presente investigación busca establecer un modelo y una metodología general de investigaciones geológicas y geotécnicas para definir la cimentación de estructuras de líneas de transmisión de energía

eléctrica. Además, debe existir una buena correlación entre ellas para lograr una cimentación segura y estable.

Sin embargo, en la práctica muchos estudios de cimentación para las torres y postes de las líneas de transmisión no se han venido haciendo en forma adecuada, tal es así que con el afán de reducir costos de los estudios algunas veces solo realizan estudios geotécnicos en forma cuidadosa y los estudios geológicos en forma descuidada (incompleta o confusa). La falta de estudios geológicos adecuados puede atentar con el correcto desarrollo de los estudios geotécnicos y a la larga atentar contra la estabilidad y seguridad de las obras.

Finalmente se concluyó que se deben realizar investigaciones geológicas y geotécnicas sin prescindir ninguna de ellas. Las investigaciones geológicas deben contener estudios de gabinete y de campo. Las investigaciones geotécnicas cuando las condiciones son normales se harán investigaciones de gabinete, de campo y laboratorio. En situaciones especiales como la presencia de suelos difíciles deben efectuarse investigaciones adicionales.

### **2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES**

No se encontraron investigación alguna de este tipo de evaluación, por lo tanto, nuestra tesis será la iniciativa de estudio y proponer la estabilidad y mejoramiento del suelo.

## **2.2 BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1 Descripción Geológica**

#### **2.2.1.1 Geología Regional**

Las características fisiográficas regionales presentes en el entorno de la zona de emplazamiento del camino vecinal tramo Yurimaguas - Munichis, está constituido por, la Cordillera Oriental de los Andes Peruanos, en la misma que están presentes las siguientes unidades litológicas:

Formación Chambira : PN-ch

Formación Ipururo : N-I

Formación Pozo : P-p

Formación Yahuarango: P-y

Formación Vivian : Ks-v

Formación Chonta : Kis-ch

### **2.2.1.2 Características Fisiográficas y Geomorfológicas**

#### **Cordillera Oriental:**

La Cordillera Oriental de los Andes Peruanos está constituida por un macizo rocoso cuya orientación NO-SE, el cual alcanza alturas que sobrepasan los 4,000 m.s.n.m., cuyos flancos son bastante escarpados y disecados, estando, conformando el divortium acuarium o divisoria entre las cuencas de los Ríos Huallaga y Abiseo.

#### **Clima y Vegetación**

De acuerdo con la posición geográfica y al relieve el clima del área de emplazamiento del camino tramo Yurimaguas – Munichis, no varía de un lugar a otro, según la clasificación de KOEPPEN W. (1931), se ha distinguido sólo el clima Selva Tropical (AF), clima tropical permanentemente húmedo y cálido, la temperatura media de todos los meses es superior a los 21 °C. La precipitación pluvial anual es superior a los 750 mm, con clara disminución durante el invierno Austral, la altitud predominante es de 200 msnm; sin embargo la distribución de temperatura es inversa a la altitud, teniéndose generalmente las siguientes temperaturas promedio anuales; 25.1°C en el 64% del área, mayormente valles del Huallaga, Mayo y la Llanura Amazónica, 23.1°C a 25°C en el 30% del área, en

la mayor parte de las elevaciones sub andinas y el 21.1°C a 23°C en las elevaciones de mayor altitud (6% del área).

La vegetación del área de estudio tiene una cobertura exuberante de vegetación arbórea casi en su totalidad, y en estos bosques abundan plantas medicinales como: *Ficus anthelmintica* (Ojé), *Poulsenia armata* (Yanchama), *Croton draconoides* (Sangre de grado), *Chondodendron tomentosum* (Ampihuasca), *Banisteriopsis caapi* (Ayahuasca), *Heisteria pallida* (Chuchuhuasi) y *Uncaria tomentosa* (Uña de gato). Así mismo se tiene especies forestales empleadas como madera en la actualidad han sufrido una depredación fuerte, teniéndose entre ellas:

### **Características Geomorfológicas**

Las geoformas presentes que predominan en el entorno del emplazamiento del camino vecinal, se encuentra formando parte de la Faja Sub andina y la Llanura Amazónica, siendo ambas el resultado de los procesos de deformación tectónica intensificados durante el Mio-Plioceno, los que han ocasionado el plegamiento y levantamiento de bloques por la acción de fallas inversas asociadas con fallas y bloques en el basamento Pre-Mesozoico. El sector oriental corresponde a la Llanura Amazónica que es una depresión morfológica y estructural de relieve plano, conformado por rocas sedimentarias del Neógeno que muestran una deformación moderada a suave y que constituye una cuenca de sedimentación molásica a lo largo del piedemonte oriental de la Faja Sub andina.

El modelo morfoestructural actual se definió durante el Mesozoico, desde ese entonces las cuencas y la mayor parte de los sistemas de fallas han perdurado a través del tiempo en fases, yendo del Oeste hacia el Este. Desde fines del Cretáceo la sedimentación en las cuencas ha sido mayormente de depósitos continentales.

Las “capas rojas” ampliamente distribuidas en la Faja Sub andina y Llanura Amazónica fueron depositadas en las cuencas durante las orogénias del Paleógeno-Neógeno y se caracterizan por un predominio de depósitos continentales provenientes del Oeste.

### **Desarrollo Geomorfológico de la Región**

El desarrollo geomorfológico de la región ha experimentado diversas fases de levantamiento y erosión durante un lapso relativamente corto de tiempo geológico, los eventos principales reconocidos en el desarrollo de la topografía actual son los siguientes:

#### **- Cadena Longitudinal Sub Andina**

La superficie Puna se formó como una llanura de bajo relieve a una altura moderada sobre el nivel del mar. Las relaciones generales de la superficie, a través de los Andes, sugieren que ésta alcanzó su desarrollo máximo a fines del Mioceno o a comienzos del Plioceno, y que fue seguido por el levantamiento de los Andes. La Superficie Puna se encuentra sobre los 3,900 msnm, la misma que ha sido descrita por MC LAUGHLIN (1924), en los Andes Centrales y ahora reconocida en todos los Andes Peruanos.

Es una geoforma positiva constituida por cadenas de cerros alargados y con cumbres continuas entre 600 y 1 400 msnm, de dirección NO-SE que alcanzan altitudes de hasta 1 688 msnm, en el caso de la cadena de elevaciones ubicada en el sector suroriental de Yanayacu.

#### **- Depresiones Intramontañosas**

Las depresiones intramontañosas son geoformas producto de la actividad tectónica ocurrida durante el Neógeno, en cuya época se han formado depresiones estructurales dentro de la Faja Sub andina, generalmente limitadas por fallas y acentuadas por los procesos erosivos que actuaron en mayor medida sobre los

pliegues sinclinales y sobre rocas más susceptibles a su destrucción, tanto por su naturaleza litológica como por su posición estructural.

La erosión producida por el Río Huallaga y sus afluentes menores en esta parte han definido colinas alargadas monoclinales en su mayor parte con direcciones casi normales al Río Huallaga. El relieve es moderado, con altitudes mayormente entre 200 y 800 msnm. En las partes más bajas de esta depresión se encuentran geformas de acumulación tales como conos aluviales y llanuras de inundación rellenas con material grueso.

#### - **Llanura Amazónica**

Es una zona plana y baja la misma que se encuentra ubicada al Este de la Cadena Longitudinal Sub andina, esta depresión se originó a fines del Neógeno, desde entonces ha estado en un proceso continuó de subsidencia y relleno sedimentario. Los procesos de compensación isostática, tectónicos, así como la compactación son los responsables de la subsidencia en las áreas de acumulación.

Justamente las geformas resultantes de la acumulación como son terrazas, llanuras aluviales actuales y pleistocénicas, se ubican a ambas márgenes del río Huallaga y de los afluentes principales como son los ríos Shanusi, Cainarachi, Chipurana, etc. La llanura aluvial actual es un área que comprende el curso actual del Río Huallaga y la zona de inundación que es afectada en épocas de precipitación pluvial.

#### - **Valles**

Son geformas corresponden a los ríos que constituyen la red de drenaje cuyo colector principal es el Río Huallaga. En general estos ríos, al cruzar las cadenas montañosas, forman valles encañonados o valles en “V”, mal pasos y pongos; cuando llegan a

la Llanura Amazónica tienen cursos sinuosos, de poca pendiente. En la Llanura Amazónica el perfil transversal del río es casi imperceptible con relación a las áreas adyacentes; en esta parte el relleno fluvial forma terrazas de material suelto constituidos mayormente por estratos arcillo arenosos.

### **2.2.1.3 Características Estratigráficas**

Las unidades regionales lito estratigráficas presentes en el entorno del Proyecto del camino vecinal tramo Yurimaguas - Munichis, están conformadas por las siguientes unidades litológicas:

Formación Chonta : Kis-ch

Formación Vivian : Ks-v

Formación Yahuarango: P-y

Formación Pozo : P-p

Formación Chambira : PN-ch

Formación Ipururo : N-l

#### **- Formación Chonta (Kis-ch)**

Esta unidad fue definida por MORÁN y FYFE (1933), quienes la describen como calizas cremas a gris claras, margas, “esquistos” margosos (Entiéndase como lutitas o limo arcillitas) y arcillosos, algunas areniscas y calizas en la base, que se encuentran en la Isla de Chonta en el Río Pachitea. KUMMEL B, las describió como limo arcillitas negras y grises interestratificadas con calizas y margas fosilíferas en el área de Santa Clara. Se trata de una secuencia políptico calcáreo que sobreyace a la Formación Agua Caliente. Por sus características litológicas constituye una unidad erosionable de relieve bajo que destaca nítidamente de las unidades infra y suprayacentes que son más resistentes a los agentes externos.

Sobre esta unidad se han desarrollado extensamente terrenos de cultivo en las áreas colonizadas, así como una exuberante vegetación arbórea.

- **Formación Vivian (Ks-v)**

La Formación Vivian fue descrita por vez primera en la región de Santa Clara, al Sur del poblado de Orellana en la provincia de Ucayali como areniscas blancas y amarillas oscuras de estratificación cruzada con lentes de limo arcillitas y estratos laminados. Contienen hojuelas de micas y fragmentos de plantas (KUMMEL B., 1946) y afloran en la quebrada Vivian Más al Sur en la región de Bajo Pachitea, MORÁN, R. B. (1933) describió unas potentes capas de areniscas blancas de granulometría homogénea, maduras y deleznales, que se “desmenuzan” con la mano por lo que les denominó “Areniscas Azúcar”. Se encuentra aflorando mayormente en la Cadena Longitudinal Andina, en la parte externa de las estructuras en rocas cretácicas.

- **Formación Yahuarango (P-y)**

Esta Formación fue descrita por KUMMEL B. (1946) y la definió como Miembro Yahuarango y forma parte del Grupo Contamana en el Río Cushabatay y en la región de Contamana, como capas rojas, pizarras (Limo-arcillitas o lodolitas) rojas, púrpuras, grises y negras interestratificadas con arcillitas rojas grises y brunas, así como estratos de marga gris blanquecinos y conglomerados de guijarros; menciona la presencia de estratos de limo arcillitas verdes. El mismo autor describe como formación a esta unidad (KUMMEL B. 1948, pag.1256), dando detalles de las secciones estratigráficas en los ríos Cushabatay y Cachiyacu. Las capas rojas de la Formación Yahuarango generan terrenos de relieve suave con una coloración rojo oscura característica; además de las lodolitas, areniscas y limolitas rojo púrpura.

- **Formación Pozo (P-p)**

La Formación Pozo fue descrita por WILLIAMS M.D. (1949) y en su publicación sobre los "Depósitos continentales del Valle del Alto Amazonas", describe a la Formación Pozo como lutitas carbonáceas, en capas delgadas, gris oscuras y algunas claras. La base está marcada generalmente por arenisca o conglomerado areniscos. La Formación Pozo presenta sus afloramientos más notorios al Este desde el Río Misquiyacu (Utcurarca) asociados con las rocas paleógenas y mesozoicas y formando parte de las estructuras de deformación que caracterizan a dichas secuencias. Sin embargo, sus afloramientos solamente pueden observarse con mayor nitidez en los cortes de los principales ríos que cruzan la estructura geológica.

- **Formación Chambira (PN-ch)**

KUMMEL B. (1946) describió el Miembro Chambira dentro del Grupo Contamana como una secuencia de lutitas rojas (Lodolitas) con estratificaciones de areniscas gris a marrones indicando la presencia de limolitas calcáreas y concreciones en la parte inferior; las areniscas son macizas con estratificación sesgada y de grano fino mayormente; en algunos casos forman escarpas prominentes en la Quebrada de Chambira, afluente del Río Cushabatay, Provincia de Ucayali. Los afloramientos cartografiados en la Llanura Amazónica no tienen buena son escasos, En general hacia la Llanura Amazónica la Formación Chambira constituye relieves bajos con abundante cobertura cuaternaria.

- **Formación Ipururo (N-I)**

KUMMEL B. (1946) definió a Ipururo como el miembro superior del Grupo Contamana que aflora a lo largo del Río Cushabatay. El Miembro Ipururo fue descrito como una secuencia de areniscas marrones a grises con intercalaciones de lutitas rojas; KUMMEL indica además que la parte superior del Ipururo consiste de areniscas

marrones a grises, macizas, de grano fino, parcialmente política. Posteriormente, el Miembro Ipururo es descrito como Formación (KUMMEL B., 1948) siempre dentro del Grupo Contamana. La Formación Ipururo está distribuida ampliamente a ambos lados de la Cadena Longitudinal Sub andina, sus mejores exposiciones se observan a ambas márgenes del Huallaga entre Puerto Rico y Buenos Aires; presenta un relieve moderado a modo de terrazas disectadas por quebradas de corto recorrido. La Formación Ipururo se caracteriza porque está constituida mayormente de areniscas gris claras a marrones, con tonalidades cremas tenues, las que se encuentran intercaladas con lodolitas y pelitas marrón rojizas y abigarradas.

## **2.2.2 Exploración Geotécnicas**

Las exploraciones de campo fueron distribuidas convenientemente en el área de estudio según criterio del especialista geotécnico. La ubicación de los ensayos se muestra en el Anexo “Planos” Exploraciones Geotécnicas” y el registro de los ensayos en el Anexo A “Exploraciones Geotécnicas”.

### **2.2.2.1 Registro de Excavaciones**

Los registros de los diferentes materiales encontrados se realizaron de acuerdo a la norma ASTM D 2488 (Práctica Estándar para la descripción e identificación de Suelos - Procedimiento Visual Manual), se describe el tipo de material encontrado en toda la profundidad de acuerdo: al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), a su compacidad o consistencia, a la plasticidad del material fino, a la forma del material granular, a su humedad natural y color, al porcentaje estimado de cantos rodados, al porcentaje estimado de bolos o bolones, al porcentaje estimado de bloques y su tamaño máximo, a la presencia o no de material orgánico u óxidos, a la evidencia de material cementante, a la estabilidad de las paredes de la calicata, al grado de dificultad al excavar, etc.

### **2.2.2.2 Ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL)**

Con el objeto de evaluar la resistencia del suelo, se han ejecutado ensayos de penetración dinámica ligera (DPL) que fueron distribuidos convenientemente por el ingeniero especialista en el área de estudio.

El ensayo DPL (DIN 4094) consiste en el hincado continuo de varillas de acero de 7/8" de diámetro, con una punta cónica de 60° en tramos de 10 cm., utilizando la energía de un martillo de 10 Kg. de peso, el cual cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo permite obtener el registro continuo de la resistencia del terreno a la penetración. El número de golpes DPL, será correlacionado para obtener el número de golpes del SPT, estimándose así los parámetros de resistencia del suelo y es realizado hasta encontrar el rechazo.

Es importante indicar que el DPL usado en el siguiente proyecto no es el determinado en la Norma E-050, la misma que indica el uso de una punta cónica de 90° y es más gruesa al DPL nuestro; esto debido a que el DPL propuesto por la Norma presenta un rechazo a poca profundidad y no se llega a obtener un registro de la resistencia al suelo a profundidades deseadas.

### **2.2.2.3 Ensayos de refracción Sísmica**

El ensayo de refracción sísmica es un método indirecto, con el cual se determina perfiles sísmicos en función de las velocidades de onda compresionales tipo "P", este ensayo tiene los siguientes objetivos:

- Determinar los perfiles sísmicos del suelo en función de sus características dinámicas.
- Determinar las características dinámicas de los estratos en función de las velocidades compresionales de las ondas P.

- Determinar los parámetros de deformación dinámica de los suelos con ayuda de los datos de la onda S obtenidos de los ensayos de MASW.

### **2.2.3 Estudios Geotécnicos**

Dentro del presente estudio geotécnico tiene el propósito de obtener aspectos teóricos geotécnicos de diseño las cuales incluyen la obtención de propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo

En un contexto práctico, la geotecnia comprende la evaluación, diseño y construcción de obras donde se utilizan el suelo y los materiales de cantera las cuales tienen un rol fundamental durante la ejecución de cada proyecto vial.

La magnitud de la diferencia entre el comportamiento de suelos reales bajo condiciones de campo, y el comportamiento pronosticado con base en la teoría, solo puede conocerse mediante la experiencia en el campo.

### **2.2.4 Estudio de Mecánica de Suelos**

Los trabajos de mecánica de suelos se han desarrollado con la finalidad de Investigar las características del suelo que permitan establecer los criterios de la propuesta de diseño de la vía.

#### **a) Ensayo de Laboratorios**

Los ensayos realizados en laboratorio de suelos y concreto fueron desarrollados con fines de determinar la clasificación del suelo, por medio de Humedad Natural, Análisis Granulométrico por el método de tamizado, así como la determinación de sus constantes físicas como son los ensayos de determinación de limite líquido y limite plástico, las muestras y estratos extraídos del terreno de fundación sirvieron para la realización del ensayo de (CBR norma MTC E 132 -200).

Es en realidad en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, que se logra tener los datos definitivos de las características del suelo para el

respectivo análisis y conclusión final; en esta etapa primeramente al realizar las pruebas de clasificación de suelos (Método SUCS y AASHTO).

- **Propiedades Físicas**

En cuanto a los ensayos considerados, se puede realizar una breve explicación de los ensayos y los objetivos de cada uno de ellos. Cabe anotar que los ensayos físicos corresponden a aquellos que determinan las propiedades índices de los suelos y que permiten su clasificación.

- **Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-421)**

La granulometría es la distribución de las partículas de un suelo de acuerdo a su tamaño, que se determina mediante el tamizado o paso del agregado por mallas de distinto diámetro hasta el tamiz N°200 (de diámetro 0.074 milímetros), considerándose el material que pasa dicha malla en forma global. Para conocer su distribución granulométrica por debajo de ese tamiz se hace el ensayo de sedimentación. El análisis granulométrico deriva en una curva granulométrica, donde se plotea el diámetro de tamiz versus porcentaje acumulado que pasa o que retiene el mismo, de acuerdo al uso que se quiera dar al agregado.

- **Límites de Atterberg Limite Líquido (ASTM D-423) y Limite Plástico (ASTM D-424)**

Se conoce como plasticidad de un suelo a la capacidad de este de ser moldeable. Esta depende de la cantidad de arcilla que contiene el material que pasa la malla N°200, porque es este material el que actúa como ligante. Un material, de acuerdo al contenido de humedad que tenga, pasa por tres estados definidos: líquidos, plásticos y secos. Cuando el agregado tiene determinado contenido de humedad en la cual se encuentra húmedo de modo que no puede ser moldeable, se dice que está

en estado semilíquido. Conforme se le va quitando agua, llega un momento en el que el suelo, sin dejar de estar húmedo, comienza a adquirir una consistencia que permite moldearlo o hacerlo trabajable, entonces se dice que está en estado plástico.

- **Índice de Plasticidad (IP)**

El Índice de plasticidad define el campo plástico de un suelo y representa el porcentaje de humedad que deben tener las arcillas para conservarse en estado plástico. Este valor permite determinar los parámetros de asentamiento de un suelo y su expansividad potencial.

- **Contenido de Humedad Natural (ASTM D-2216)**

El contenido de humedad de una muestra indica la cantidad de agua que esta contiene, expresándola como un porcentaje del peso de agua entre el peso del material seco. En cierto modo este valor es relativo, porque depende de las condiciones atmosféricas que pueden ser variables. Entonces lo conveniente es realizar este ensayo y trabajar casi inmediatamente con este resultado, para evitar distorsiones al momento de los cálculos.

### **2.2.5 Clasificación de Suelos**

La mayoría de los suelos que cubren la tierra están formados por la meteorización de las rocas. Los geólogos empleamos el término meteorización de las rocas para describir todos los procesos externos, por medio de los cuales la roca experimenta descomposición química y desintegración física, proceso mediante el cual masas de roca se rompen en fragmentos pequeños. Esta fragmentación continua es un mero cambio físico y por eso se llama también meteorización mecánica. Por otra parte, la meteorización química de una roca es un proceso de descomposición, mediante el cual los minerales constitutivos de rocas allí presentes cambian de composición química. En la descomposición,

los minerales persistentes se transforman en minerales de composición y propiedades físicas diferentes.

- **La meteorización mecánica**

Es el proceso por el cual las rocas se fracturan en piezas de menor tamaño bajo la acción de las fuerzas físicas, como la corriente de agua de los ríos, viento, olas oceánicas, hielo glacial, acción de congelación, además de expansiones y contracciones causadas por ganancia y pérdida de calor.

- **La meteorización química**

Es el proceso de descomposición química de la roca original. Entre los distintos procesos de alteración química pueden citarse: la hidratación (paso de anhidrita a yeso), disolución (de los sulfatos en el agua), oxidación (de minerales de hierro expuestos a la intemperie), cementación (por agua conteniendo carbonatos), etc. Por ejemplo, la meteorización química de los feldespatos puede producir minerales arcillosos.

- **Meteorización biológica**

Producida fundamentalmente por la actividad bacteriana, originando putrefacciones en materiales orgánicos.

Teniendo en cuenta las múltiples variedades que los suelos presentan en la naturaleza, la mecánica de suelos desarrolló sistemas de clasificación de suelos los métodos AASTHO Y SUCS.

## **2.2.6 Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (S.U.C.S.)**

La determinación y cuantificación de las diferentes propiedades de suelos tienen un objetivo el establecimiento de una división sistemática de los diferentes tipos de suelos existentes atendiendo a la similitud de sus características físicas y sus propiedades geomecánicas. Para este

propósito es que el profesor Arturo Casagrande. Divide los suelos en dos grupos: “granulares y finos”.

### **2.2.7 Clasificación de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO)**

La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes adoptó este sistema de clasificación de suelos (AASHTO M 145), tras varias revisiones del sistema adoptado por el Bureau of Public Roads de Estados Unidos, en el que los suelos se agrupan en función de su comportamiento como capa de soporte o asiento del firme. Es el sistema más utilizado en la clasificación de suelos en carreteras.

- **Ensayos de Proctor**

El ensayo de Proctor se efectúa para determinar un óptimo contenido de humedad, para la cual se consigue la máxima densidad seca del suelo con una compactación determinada. Este ensayo se debe realizar antes de usar el agregado sobre el terreno, para así saber qué cantidad de agua se debe agregar para obtener la mejor compactación.

Con este procedimiento de compactación se estudia la influencia que ejerce en el proceso el contenido inicial de agua del suelo, encontrando que tal valor es de fundamental importancia en la compactación lograda. En efecto, se observa que a contenidos de humedad creciente, a partir de valores bajos, se obtienen más altos específicos secos y por lo tanto mejores compactaciones del suelo, pero que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, sino que al pasar la humedad de un cierto valor, los pesos específicos secos obtenidos disminuían, resultando peores compactaciones en la muestra. Es decir, para un suelo dado y empleando el procedimiento descrito, existe una humedad inicial, llamada la “óptima”, que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación. Lo anterior puede explicarse, en términos generales, teniendo en cuenta que, a bajos contenidos de agua, en los suelos finos, del tipo de los suelos

arcillosos, el agua está en forma capilar produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo lo cual tiende a formar grumos difícilmente desintegrables que dificultan la compactación.

El aumento en contenido de agua disminuye esa tensión capilar en el agua haciendo que una misma energía de compactación produzca mejores resultados. Empero, si el contenido de agua es tal que haya exceso de agua libre, el grado de llenar casi los vacíos el suelo, esta impide una buena compactación, puesto que no puede desplazarse instantáneamente bajo los impactos del pisón.

- **Proctor Modificado (ASTM D-1557)**

Este ensayo abarca los procedimientos de compactación usados en laboratorio, para determinar la relación entre el contenido de agua y peso unitario seco de los suelos para luego determinar la curva de compactación.

Mediante este ensayo podemos ver qué incremento de la densidad se obtiene por medio de la disminución de la cantidad de aire que se encuentra en los espacios vacíos que se encuentra en el material, manteniendo el contenido de humedad relativamente constante.

El propósito del presente ensayo de la compactación es mejorar las propiedades de resistencia como. Aumentar la resistencia al corte, y por consiguiente, mejorar la estabilidad, de terraplenes y la capacidad de carga de cimentaciones y pavimentos. De esta manera disminuir la compresibilidad y, por consiguiente, reducir los asentamientos. Como también podemos disminuir la relación de vacíos y, por consiguiente, reducir la permeabilidad.

La compactación en laboratorio consiste en compactar una muestra que corresponda a la masa de suelo que se desea compactar, con la humedad calculada y en un molde cilíndrico de volumen conocido y con una energía de compactación especificada. En la actualidad se presentan diferentes tipos de ensayos los cuales determinan el grado de

compactación del material, entre otros se pueden encontrar los ensayos de: Método del martillo de 2.5 Kg, método del martillo de 4.5 Kg, Proctor modificado y el método del martillo vibratorio. Los primeros cuatro están basados en la compactación dinámica creada por el impacto de un martillo metálico de una masa específica que se deja caer libremente desde una altura determinada, el suelo se compacta en un número de capas iguales y cada capa recibe el mismo número de golpes. La compactación en el quinto ensayo está basada en la combinación de presión estática y la vibración. El suelo se compacta en tres capas iguales presionado fuertemente hacia abajo el compactador vibratorio durante 60 segundos en cada capa.

Los resultados obtenidos a partir del ensayo proporcionan una curva, en la cual el pico más alto dicta el contenido de humedad óptima a la cual el suelo llega a la densidad seca máxima. Por medio de los ensayos se ha podido determinar que por lo general la compactación es más eficaz en los materiales bien gradados que contienen una cantidad de finos que en los materiales de gradación uniforme que carecen de finos.

- **Relación de Soporte de California CBR**

El ensayo CBR (según la ASTM denomina simplemente un ensayo de relación de soporte) mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, pero de la aseveración anterior es evidente que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica solo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo. Es necesario comentar que el experimento puede hacerse en el terreno o en un suelo compactado.

El CBR es uno de los ensayos más extendidos y aceptados en el mundo debido al relativo bajo costo de ejecución (si se compara con ensayos triaxiales), y a que está asociado a un número de correlaciones y métodos semi empíricos de diseño de pavimentos.

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria en Kg./cm<sup>2</sup> (libras por pulgadas cuadrada, (psi)) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19.4 centímetros cuadrados) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerido para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado.

Los ensayos de CBR se hacen usualmente sobre muestras compactadas al contenido de humedad óptimo para el suelo específico determinado utilizando el ensayo de compactación estándar.

### 2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Muestreo de Suelos:** El muestreo e identificación de materiales del subsuelo, implica técnicas complejas acompañadas de procedimientos e interpretaciones diferentes, las cuales están influenciadas por condiciones geológicas y geográficas, por el propósito de la investigación y por los conocimientos, experiencia y entrenamiento del personal ejecutor.
- **Geodinámica Externa:** Los fenómenos geodinámicos como huaicos, deslizamientos, inundaciones, etc., ocurren desde tiempos geológicos pasados en la superficie de la tierra como parte de su evolución natural. Esta superficie sobre la cual habitamos se encuentra sometida a procesos geomorfológicos que la desgastan y modelan bajo la acción directa e indirecta de agentes geodinámicos.
- **Mecánica de Suelos:** La mecánica de suelos es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a erigir estructuras de índole variable.
- **Sub Rasante:** La subrasante o suelo de fundación, es el nivel donde se construirá la estructura del pavimento, que ha sido nivelada, perfilada y

compactada y que sirva de apoyo o soporte a las diferentes capas de pavimento (EG-2013, MTC).

- **Rasante:** Es la capa más superficial del pavimento, que está constituido por una mezcla íntima de agregados gruesos y finos, cemento asfáltico; la superficie de rodadura sirve para resistir el desgaste del rodamiento, tomar los esfuerzos cortantes dados por las cargas de tránsito, proporcionar una superficie antideslizante y confortable al tránsito y para prevenir la penetración de agua hacia las cargas interiores de pavimento.
- **Litológicos:** Las rocas que afloran en un lugar según sea su naturaleza, composición mineral o propiedades físicas y químicas, van a tener un determinado comportamiento y modo de evolucionar en el ambiente en que se encuentran. Así tendremos, por ejemplo: rocas duras, macizas, débiles, no consolidadas, inestables, etc., que dan lugar a los materiales de carga que posteriormente serán removidos.
- **Estratigráficos:** Se refiere al modo en que yacen o están dispuestas las rocas, lo que determina su estabilidad o inestabilidad. Su espesor o intercalación en rocas competentes e incompetentes, permeables o impermeables determinan sus condiciones y respuestas al ambiente y climatología.
- **Tectónicos:** Está vinculado al tipo, modalidad, magnitud e intensidad de deformación que presentan los afloramientos rocosos tales como: fallas, pliegues, diaclasas que dislocan los macizos y rompen la estabilidad de la estructura primaria de la roca. Por otro lado, se refiere también a la presencia de evidencias del tectonismo reciente o neotectónica como fuente de inestabilidad y deformación, así como de liberación de energía sísmica (zona sismogénica).
- **Hidrológicos:** Específicamente se refiere a las aguas de escorrentía e infiltración y el nivel de saturación que generan sobre suelos y rocas, su influencia, magnitud y frecuencia originan alteración de las condiciones

de estabilidad de laderas y taludes y el riesgo potencial de la generación de procesos geodinámicos.

- **Antrópicos:** Se refiere a las actividades realizadas directamente por el hombre que altera y rompe el equilibrio del medio natural, por la deforestación por tala de bosques, sobrepastoreo, deficiente infraestructura de riego que alteran y facilitan la remoción de los suelos. También la ejecución de obras civiles, explotación de yacimientos y canteras desestabilizan laderas y generan acumulación y sobrecarga de desmontes y desperdicios en terrenos no apropiados.

## CAPÍTULO III: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Los suelos de cimentación de carreteras, lo que llamamos comúnmente la subrasante, ha sido y sigue siendo objeto de estudio por numerosas Asociaciones internacionales especializadas en la materia. La capacidad portante de los suelos de cimentación constituye un factor decisivo en el incremento del costo del proyecto, el movimiento de tierras constituye sin duda una de las partidas con mayor incidencia en el presupuesto, por lo que los países desarrollados han planteado numerosas soluciones al respecto, a fin de solucionar esta problemática de una manera óptima tanto técnica como económica

En nuestro país sin duda la poca investigación al respecto limita las posibilidades de plantear soluciones certeras, lo que hacemos acá es importar las recetas de otros países con la finalidad de solucionar estas dificultades en las vías respecto a mala capacidad portante de los suelos de fundación de las carreteras. En nuestro país también existen zonas de suelos muy malas y requieren un tratamiento diferenciado.

En el departamento de Loreto donde está ubicado el caso de nuestra investigación, los suelos en su mayoría son de baja capacidad portante menores que  $1\text{kg/cm}^2$ , con niveles freáticos altos, ya que son zonas planas y los ríos, lagos y aguas de escorrentía no se descargan adecuadamente lo que origina acumulación de este. Por eso es por lo que en Loreto no se construían carreteras hasta hace una década, se consideraban muy difícil de diseñarlas y sobre todo construir las, como es el caso por ejemplo de la carretera Iquitos – Nauta que tantos problemas trajo a las autoridades y personas involucradas en su construcción. Esta problemática de suelo con escasa capacidad portante notamos en la carretera Yurimaguas – Munichis por lo que surge esta investigación.

En campo se observó notoriamente la presencia de pequeñas socavaciones en las estructuras existentes y construidas a lo largo de la vía, junto a varios

hundimientos lo que evidencia pérdida de las partículas finas del material de relleno utilizado, esto debido al fenómeno natural de migración de finos y disolución de sus partículas, descartándose el asentamiento por consolidación en razón de no presentar arcillas saturadas ni cargas importantes que pudieran generar este asentamiento.

Este tipo de suelos se pueden identificar bajo dos condiciones. Primero, mediante un reconocimiento de campo en las zonas circundantes para determinar si existe algún indicio de erosión en la superficie. Y segundo mediante ensayos de laboratorio (ensayo de doble hidrómetro u otros); en la zona existe evidencia del fenómeno y el ensayo del doble hidrómetro realizado confirma la presencia del fenómeno.

Otra condición de inestabilidad identificada en el tramo evaluado es la presencia de suelos muy blandos con poca capacidad de soporte y alta compresibilidad que se traducirá en el futuro si no se estabiliza, en deformaciones por encima de los permisibles generando grietas y fisuras; por otro lado, estos suelos blandos generan altas amplificaciones y grandes deformaciones laterales en presencia de sismos de regular intensidad.

### **3.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **3.2.1 PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál será la propuesta de diseño para los tramos de suelos reforzados de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto?

#### **3.2.2 PROBLEMAS ESPECIFICOS**

- ¿Cuáles serán los parámetros de resistencia cortante de suelo de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto?
- ¿Cuál será la profundidad de cimentación (terraplenes) de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto?

- ¿Cómo se realizará la evaluación geotécnica con fines de mejoramiento de suelo para asegurar la estabilidad de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto?

### **3.3 OBJETIVOS**

#### **3.3.1 OBJETIVO GENERAL**

Realizar una propuesta de diseño para los tramos de suelos reforzados de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.

#### **3.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Determinar los parámetros de resistencia cortante de suelo de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.
- Determinar la profundidad de cimentación (terraplenes) de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.
- Realizar la evaluación geotécnica con fines de mejoramiento de suelo para asegurar la estabilidad de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.

### **3.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

Esta investigación se justifica, porque permitirá establecer diversos ensayos a fin de determinar las propiedades y características de los suelos, y en función a ello se podrá proponer un diseño de suelos reforzados en la carretera Yurimaguas – Munichis, y de esta manera solucionar las falencias en el expediente técnico de obra y proponer la solución óptima.

### **3.5 HIPÓTESIS**

#### **Hipótesis General**

Al realizar los estudios geológicos y geotécnicos de la vía, se tendrá una propuesta de diseño óptima para los tramos de suelos reforzados de la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto

### **3.6 VARIABLES**

#### **Identificación de Variables**

##### **Variable Independiente:**

Evaluación geológica y geotécnica

##### **Variable dependiente:**

Propuesta de Mejoramiento de Suelos Reforzados.

## **CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA**

### **4.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN**

#### **4.1.1 Tipo de Investigación**

La investigación pertenece a un Tipo de Investigación Cualitativa - Cuantitativa.

#### **4.1.2 Diseño de Investigación**

El Diseño de investigación es Cualitativa - Cuantitativa, en función a las evaluaciones de geológicas y geotécnicas, se propondrá el mejoramiento de suelos reforzados en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto

### **4.2 POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **4.2.1 Población**

Carreteras sin asfaltar de la provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.

#### **4.2.2 Muestra**

Carretera Yurimaguas - Munichis.

### **4.3 TÉCNICAS, INSTRUMENTO Y PROCESAMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

#### **4.3.1 Técnicas**

Se empleará en la recolección de datos los ensayos y pruebas de laboratorio.

#### **4.3.2 Instrumentos**

Para la técnica de Experimentación se utilizará una Ficha de experimentación como instrumento.

### **4.3.3 Procedimientos**

- Se harán exploraciones de campo en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.
- Desarrollo de ensayos de laboratorio especiales para la recolección de Datos
- Validación de los ensayos de Laboratorio y de tal manera validar la información obtenida.
- Procesamiento de Datos obtenidos en Laboratorio.
- Organización de los datos en cuadros.
- Representación de los datos mediante tablas y gráficas.
- Análisis e interpretación de los datos.
- Elaboración de los informes respectivos en el Proyecto de Tesis.

### **4.3.4 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**

La información será procesada en forma computarizada a través de los Programas de Software correspondientes: Excel (para la base de Datos) y en Gabinete con cálculos respectivos. De tal manera el procesamiento de la información nos permitirá elaborar la matriz de datos con la que se diseñará las tablas y gráficos.

## CAPÍTULO V: MATERIALES Y MÉTODOS

El presente proyecto de investigación tiene una metodología descriptiva, interpretativa y analítica mediante el procesamiento de los datos obtenidos en las distintas etapas del estudio.

para la realización del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de pavimentación del proyecto en mención, con la finalidad de determinar las características del suelo de fundación, que permita establecer los criterios de diseño de la vía, para tal fin, el método de diseño que se aplican en el proyecto es: La AASHTO versión 1993.

### **5.1 Trabajos de Campo**

#### **5.1.1. Ensayo de Laboratorio**

Durante el desarrollo de las exploraciones geotécnicas de campo se obtuvieron muestras representativas en la zona de interés, para llevar a cabo ensayos de Mecánica de Suelos con el objetivo de determinar los parámetros geotécnicos del suelo. Los ensayos de caracterización física y mecánica fueron realizados en el laboratorio del Consorcio Munichis.

#### **5.1.2. Ensayos de Clasificación de Suelos**

Se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes en: análisis granulométrico por tamizado y contenido de humedad. Las normas para estos ensayos son las siguientes:

- Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318
- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Clasificación SUCS ASTM D-2487

El resumen de los ensayos de clasificación de las muestras extraídas de las calicatas se muestra en el siguiente Cuadro:

**Tabla 1: Ensayos de Clasificación**

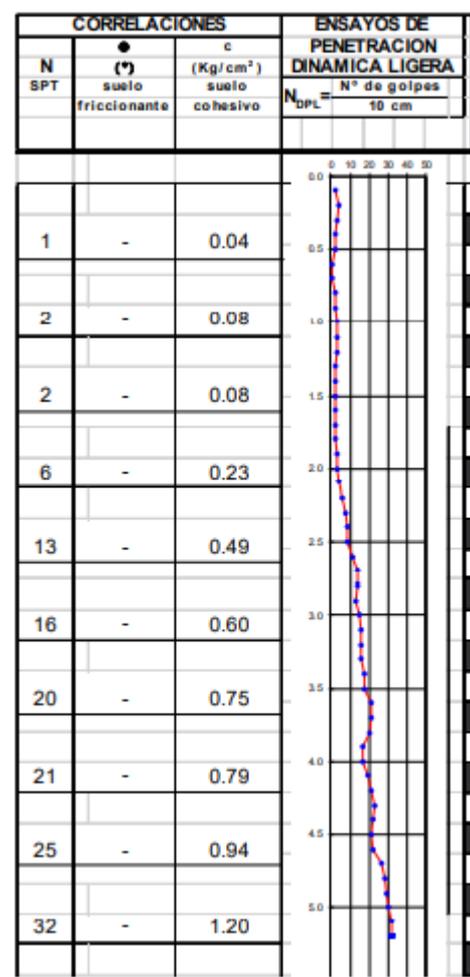
KILOMETRAJE (Km)	SONDAJE	MUESTRA	PROF (m)	Granulometría			IP (%)	CH (%)	CLASIFICACIÓN SUCS	
				finos	arena	grava				
1+380	C-01	M-1	0.20-1.30	38.2	56.6	4.6	4.6	-	SC	Arena arcillosa
	C-01	M-2	1.30-3.80	99.3	0.7	0.0	28.6	44.6	CH	Arcilla de alta plasticidad
2+200	C-02	M-1	0.20-2.30	99.2	0.8	0.0	27.8	-	CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-02	M-2	2.30-2.90	16.1	83.9	0.0	5.3	12.83	SM-SC	Arena limosa - arcillosa
5+600	C-03	M-1	0.25-1.80	99.2	0.8	0.0	27.8	-	CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-03	M-2	1.80-3.10	17.1	82.9	0.0	4.9	16.92	SM-SC	Arena limosa - arcillosa
6+500	C-04	M-1	0.00-0.25	35.7	64.3	0.0	12.6	-	SC	Arena arcillosa
	C-04	M-2	0.25-1.50	98.9	1.1	0.0	27.5	-	CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-04	M-3	1.50-3.60	99.0	1.0	0.0	26.8	44.2	SM-SC	Arena limosa - arcillosa
8+500	C-05	M-1	0.00-0.35	34.6	60.0	5.4	11.8	-	SC	Arena arcillosa
	C-05	M-2	0.35-1.35	15.9	74.5	9.6	5.0	-	SM-SC	Arena limosa - arcillosa
	C-05	M-3	1.35-3.10	78.2	21.8	0.0	6.6	14.8	ML	Limo de baja plasticidad
9+750	C-06	M-1	0.10-3.20	99.0	1.0	0.0	29.0	40.9	SM-SC	Arena limosa - arcillosa
10+700	C-07	M-1	0.00-0.30	36.9	63.1	0.0	11.8	-	SC	Arena arcillosa
	C-07	M-2	0.30-0.90	17.6	82.4	0.0	5.5	-	SM-SC	Arena limosa - arcillosa
	C-07	M-3	0.90-3.20	89.2	10.8	0.0	19.2	18.4	CL	Arcilla de baja plasticidad
14+700	C-08	M-1	0.30-2.10							
	C-08	M-2	2.10-3.70	99.2	0.8	0.0	28.1	-	CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-08	M-3	3.70-4.50	99.3	0.7	0.0	29.0	45.2	CH	Arcilla de alta plasticidad
16+500	C-09	M-1	0.20-3.30	79.0	21.0	0.0	6.4	28.9	ML	Limo de baja plasticidad
18+800	C-10	M-1	0.00-0.20	90.0	10.0	0.0	20.8	-	CL	Arcilla de baja plasticidad
	C-10	M-2	0.20-1.10	99.3	0.7	0.0	29.5	-	CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-10	M-3	3.20-3.70	16.6	83.4	0.0	5.2	13.0	SM-SC	Arena limosa - arcillosa

L.L.: Límite líquido, L.P.: Límite plástico, I.P.: Índice de plasticidad, C.H.: Contenido de humedad

### 5.1.3. Determinación de Parámetros geotécnicos

En el presente capítulo se determina los parámetros de resistencia cortante de Mohr Coulomb. Estos parámetros fueron determinados a partir de la resistencia a la penetración de los ensayos de DPL.

**Tabla 2: Parámetros de resistente de Mohr Coulomb para e DPL**



### 5.1.4. Método del Ensayo DPL

El ensayo de DPL permite obtener un registro continuo de la resistencia del suelo a la penetración. Los valores determinados con este ensayo fueron correlacionados con el valor N del ensayo SPT, estimándose así los parámetros físicos mecánicos del suelo.

$$N_{SPT} = N_{DPL} \frac{W_1 H_1 A_2 e_2}{W_2 H_2 A_1 e_1}$$

Dónde:

$N_{SPT}$  = Número de golpes por 30 cm. del SPT.

$N_{DPL}$  = Número de golpes por 10 cm. del DPL.

$W_1, W_2$  = Peso del martillo.

$H_1, H_2$  = Altura de caída.

$A_1, A_2$  = Área de Sección Transversal de la Punta.

$e_1, e_2$  = Distancia de Penetración.

Sobre la base de esta relación y una serie de registros recopilados de ensayos DPL ejecutados en diferentes proyectos, se ha obtenido que el promedio del número de golpes para tres tramos de 10cm de penetración del ensayo DPL equivale al número de golpes para 30cm de penetración del ensayo SPT, es decir el  $N_{dpl} \approx N_{spt}$ .

El ángulo de fricción determinado en suelos granulares fue determinada con la correlación propuesta por Osaki, 1959, y formulada como sigue:

$$\phi = 15 + \sqrt{20(N_{spt})}$$

### 5.1.5. Metodología de Capacidad Admisible en Suelo

La capacidad de carga se ha analizado usando la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) con los parámetros de Vesic (1973).

$$q_u = S_c C N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D_f N_q$$

Dónde:

$q_u$	=	capacidad última de carga
$q_{ad(1)}$	=	capacidad admisible de carga
FS	=	factor de seguridad = 3
$\gamma$	=	peso unitario del suelo

B	=	Ancho de la cimentación
L	=	Longitud de la cimentación
C	=	Cohesión
D <sub>f</sub>	=	profundidad de cimentación
N <sub>c</sub> , N <sub>γ</sub> , N <sub>q</sub>	=	parámetros de capacidad portante en función de φ
S <sub>c</sub> , S <sub>γ</sub> , S <sub>q</sub>	=	factores de forma (Vesic, 1979),
φ	=	ángulo de fricción

$$S_{\gamma} = 1 - 0,4 \left( \frac{B}{L} \right); \quad S_q = 1 + tg \phi \left( \frac{B}{L} \right); \quad S_c = 1 + \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \times \left( \frac{B}{L} \right)$$

Los valores de capacidad admisible obtenidos por resistencia, son posteriormente verificados por el asentamiento permisible.

### 5.1.6. Capacidad Admisible por Asentamiento

Se adopta el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a 2.5 cm para el caso de zapatas aisladas y 5.0 cm para losas de cimentación. Para determinar el asentamiento de la cimentación sobre material granular se ha utilizado el método elástico mediante la siguiente relación:

$$S_i = \frac{q_{ad} B (1 - u^2)}{E_s} I_f \quad I_f = \frac{\sqrt{\frac{L}{B}}}{B_z}$$

Dónde:

- S<sub>i</sub> : Asentamiento producido en cm (cimentación cuadrada 2.50cm y platea de cimentación 5cm)
- u : Coeficiente de Poisson
- I<sub>f</sub> : Factor de forma (cm/m)
- E<sub>s</sub> : Módulo de elasticidad (t/m<sup>2</sup>)
- q<sub>ad (2)</sub>: Capacidad admisible por asentamiento (t/m<sup>2</sup>)
- B : Ancho de la cimentación
- L : Longitud de la cimentación
- B<sub>z</sub> : Parámetro en función de las dimensiones de la cimentación
- D<sub>f</sub> : Profundidad de cimentación.

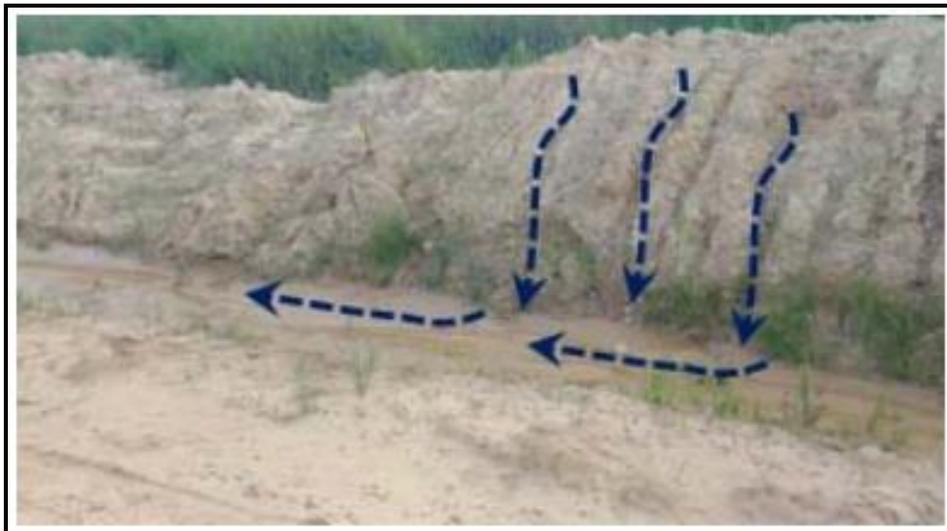
**5.1.7. Sólo en los Suelos dispersivos,** se desarrolla el fenómeno de migración de finos frente a la presencia del agua, esta migración en primer lugar genera pequeños vacíos y cuando el fenómeno no es detectado ni controlado, los vacíos se incrementan progresivamente,

debido a que el agua puede discurrir a mayores velocidades capaz de llevar en su pase partículas cada vez más grandes generando cárcavas y cavidades (vacíos al interior del suelo) y estos vacíos generan una disminución de la densidad y por ende de la resistencia del suelo y finalmente asentamientos verticales, en algunos casos en razón de la disminución de la resistencia del suelo puede existir la posibilidad de deslizamientos asociados (no observado en este sector).

Este tipo de suelos se pueden identificar bajo dos condiciones. Primero, mediante un reconocimiento de campo en las zonas circundantes para determinar si existe algún indicio de erosión en la superficie. Y segundo mediante ensayos de laboratorio (ensayo de doble hidrómetro u otros); en la zona existe evidencia del fenómeno y el ensayo del doble hidrómetro realizado confirma la presencia del fenómeno.

Se muestran el reconocimiento en campo, donde se evidencia erosiones en forma de surcos de erosión en la superficie y presencia de cárcavas profundas, que habitualmente indican la presencia de suelos dispersivos.

**Ilustración 1: Surcos formados por pérdida de finos en el tramo 10 +700 km**



Fuente: Fotografía propia de campo

**Ilustración 2: Presencia de cárcavas profundas formadas en la zona del tramo 8 +500 km luego de una lluvia moderada ocurrida al día siguiente.**



Fuente: Fotografía propia de campo

Otra condición de inestabilidad identificada en el tramo evaluado es la presencia de suelos muy blandos con poca capacidad de soporte y alta compresibilidad que se traducirá en el futuro si no se estabiliza, en deformaciones por encima de los permisibles generando grietas y fisuras; por otro lado, estos suelos blandos generan altas amplificaciones y grandes deformaciones laterales en presencia de sismos de regular intensidad.

Los Agentes desencadenantes y condicionantes determinados en el sector son los siguientes:

### **Agente desencadenante**

El agua subsuperficial y superficial proveniente de las lluvias, es el agente desencadenante del fenómeno, en razón de ser capaz de llevar en su pase las partículas del suelo y su posterior asentamiento cuando el suelo ha perdido resistencia.

### **Agente condicionante**

Los agentes condicionantes del asentamiento son la litología del suelo y la geomorfología. El suelo en el área de estudio está conformado por arcillas y

arenas limosas, según ensayos de laboratorio estos suelos son dispersivos. La geomorfología es un agente condicionante, dado que deriva las aguas de escorrentía a la zona de falla y a las zonas de probable falla.

Otra anomalía presente son los rellenos de distinto material a lo largo de la vía junto a suelos arcillosos del tipo CH, y arenas finas de consistencia generalmente blanda, material de relleno utilizado anteriormente en la trocha por distintas empresas, es por ello que si no se realiza un adecuado mejoramiento de la cimentación junto a un drenaje eficiente pueden surgir problemas posteriores en pavimento y obras de arte. Para poder evaluar la resistencia del suelo se utilizó el ensayo DPL a lo largo de la vía que nos permite obtener parámetros geotécnicos necesarios para su evaluación.

***Ilustración 3: Se observa distinta resistencia del suelo a lo largo del eje (utilizando DPL) y se denota en campo por inspección visual la presencia de distintos rellenos***



Fuente: Fotografía propia de campo

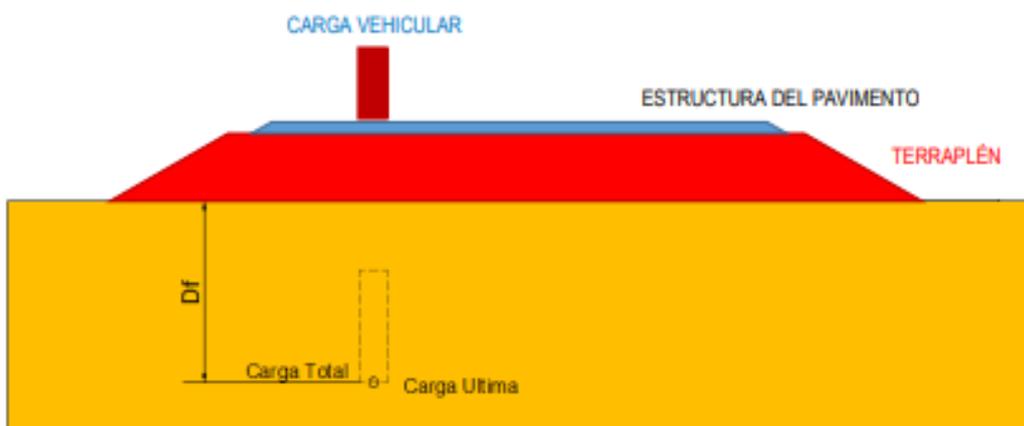
La potencia del suelo blando ha sido determinada mediante el ensayo DPL, mediante el cual se calcula la profundidad a la cual el suelo tiene la capacidad necesaria para soportar el peso de la plataforma y el relleno, determinándose de esa forma, la altura de mejoramiento; en caso este mejoramiento resulte mayor a 2m de profundidad se ha optado mejorar la resistencia del suelo mediante el uso de geomallas

## CAPÍTULO VI: RESULTADOS

### 6.1 MEJORAMIENTO DE SUELOS EN ZONAS DE RELLENOS

En el presente capítulo se determina la profundidad de mejoramiento de suelo para la conformación de los terraplenes en las zonas de relleno. El criterio consiste en comparar la capacidad última del terreno de fundación con la carga total (debido al peso vehicular, estructura del pavimento y el terraplén).

*Ilustración 4: Esquema del criterio de capacidad de soporte.*



Fuente: Elaboración propia

**La carga total** consiste en:

Carga total = (Esfuerzo total vertical) + (Incremento de esfuerzo vertical de Buossinesq).

Donde:

- Esfuerzo total: Peso del pavimento + Peso del terreno natural a una profundidad  $D_f$  determinada.
- Incremento de esfuerzo Vertical: Debido a la carga vehicular de diseño, el cual se distribuye y disipa en el suelo, llegando un cierto porcentaje a la profundidad  $D_f$  (Según la metodología de Buossinesq).

La carga última consiste en:

Se determina con el criterio de Terzaghi y Peck, utilizando factores establecidos por Vesic.

$$q_u = S_c C N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D_f N_q \quad q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

$q_u$  : Capacidad última de carga

$q_{adm}$  : Capacidad admisible de carga

$FS$  : Factor de seguridad = 3

$\gamma$  : Peso específico del suelo

$B$  : Ancho de la cimentación

$C$  : Cohesión

$D_f$  : Profundidad de cimentación

$L$  : Longitud de la cimentación

$N_c, N_\gamma$  y  $N_q$  : Factores de capacidad portante en función del ángulo de fricción ( $\phi$ )

$S_c, S_\gamma$  y  $S_q$  : Factores de forma (Vesic, 1979)

Siendo:

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_c}{N_\gamma}\right) \left(\frac{B}{L}\right); \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right); \quad S_q = 1 + \text{tg}\phi \left(\frac{B}{L}\right)$$

En los cuadros siguientes se muestra la profundidad de mejoramiento, calculado en función de los ensayos de DPL Para el Sector de Terraplén y el sector de Suelo Reforzado.

**Tabla 3: Resumen de la profundidad de mejoramiento – Zonas de Terraplén**

TRAMO (Km)	ENSAYO DE DPL PRÓXIMOS	ALTURA DEL TERRAPLÉN	BASE DEL TERRAPLÉN - PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO (m)	CALICATAS CERCANAS (Km)	OBSERVACIÓN
1+980 al 2+240	DPL-11	1.5	N.N	2+200	Realizar DPL de comprobación e intermedios y a lo largo de los ejes
	DPL-12				
2+240 al 2+440	DPL-11	1.5	N.N	2+200	Realizar DPL de comprobación e intermedios y a lo largo de los ejes
	DPL-12				
3+340 al 3+400	DPL-10	1.5	0.6	2+980	Realizar DPL en el sector
	DPL-22				

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4: Resumen de la profundidad de mejoramiento – Zonas de Suelo reforzado que no necesitan Geomalla en Cimentación**

TRAMO (Km)	ENSAYO DE DPL PRÓXIMOS	ALTURA DEL TERRAPLÉN	BASE DEL SUELO REFORZADO- PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO (m)	CALICATAS CERCANAS (Km)	OBSERVACIÓN
8+340 al 8+500	DPL-30	3.6	1.1	8+500	Realizar DPL de comprobación en sector y en tramos intermedios
14+980 al 15+060	DPL-17	2.2	0.5	14+700	Realizar DPL de comprobación en sector y en tramos intermedios
15+540 al 15+660	DPL-17	2.6	1.2	14+700	Realizar DPL de comprobación en sector y en tramos intermedios

Fuente: Elaboración propia

## 6.2 CIMENTACIÓN CON GEOMALLAS PARA TRAMOS DE SUELO REFORZADO

De acuerdo al análisis realizado algunos sectores no resistirán la altura de terraplén que utilizará el proyecto, utilizando el método anterior se obtienen profundidades de mejoramiento mayor a 2.0 metros ya que no cumplen los factores debidos de seguridad. Es por ello que se hace necesaria la utilización de geomallas para ayudar a mejorar la capacidad portante y reducir los asentamientos producidos.

La zona combinada resultante (suelo reforzado) mejorará la capacidad portante de la cimentación y proporcionará una mejor distribución de presiones bajo la zona del suelo reforzado.

Las Geomallas son elementos planos y poliméricos que tienen la estructura de malla abierta, tienen elementos de resistencia interceptados llamados costillas, en el proceso de fabricación las costillas pueden estar unidas ya sea por extrusión, soldadura o entrelazado de sus hilos, de acuerdo a esto las geomallas se denominan como: extruidas, soldadas o tejidas.

Para realizar estos cálculos existen innumerables estudios nosotros nos basaremos sobre todo en las fórmulas propuestas por Binquet y Lee, por ser un pionero en el tema de suelo reforzado. Utilizaremos como base la

capacidad de suelo resultante de la zona y las características técnicas propuestas para nuestra Geomalla.

Factor de seguridad

$$FS_a = \frac{F_B}{T_{(N)}}$$

Se muestran los resultados finales del análisis, debiéndose tener en consideración también que habrá un mejoramiento y una profundidad de cimentación Df para cada caso.

**Tabla 5: Resumen de la profundidad de mejoramiento y refuerzo – Zonas de Suelo Reforzado**

TRAMO Km	Altura Relleno	Espesor mejoramiento	Nº Capas	Sentido	Espaciamiento	Tensión 5% (KN)	GEOMALLA
Km 1+240 - Km 1+960	4.6	1.8	8	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 2+460 - Km 3+320	4.0	1.8	8	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 3+420 - Km 3+540	3.4	1.3	6	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 4+020 - Km 4+260	2.9	1.0	4	biaxial	0.25	21	biaxial
Km 4+420 - Km 4+860	2.9	1.0	4	biaxial	0.25	21	biaxial
Km 4+980 - Km 5+680	5.5	1.8	8	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 14+400 - Km 14+440	4.4	1.8	8	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 14+650 - Km 14+760	4.4	1.8	8	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 14+980 - Km 15+060	4.4	1.8	8	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 17+260 - Km 17+340	3	2.3	10	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial
Km 18+820 - Km 19+020	3.6	2.3	10	En ambos sentidos	0.50	90	Uniaxial

Fuente: Elaboración propia

### 6.3 SOLUCIÓN PROPUESTA PARA RELLENO DE SUELO REFORZADO

De acuerdo a nuestro análisis el diseño anterior del expediente técnico anterior para el suelo reforzado superficial, este puede ser mejorado, en aspectos constructivos (mejorando facilidad constructiva), notándose algunos errores de cálculo en su diseño u omitiéndose el caso más crítico en algunos sectores.

Es por ello que nuestra empresa propone la utilización del sistema Terramesh Verde, sistema probado de manera nacional e internacional, al

final del informe se presentan las comprobaciones para las secciones típicas a utilizarse en el proyecto.

- **El elemento Terramesh Verde**, está Compuesto por refuerzos en malla hexagonal a doble torsión asociado a un paramento frontal formado por la unión de la misma malla a una geomanta o biomanta tridimensional y reforzado por una malla electro soldada acoplada a triángulos de acero, que definirán la inclinación del paramento. Este sistema es ideal para la construcción de taludes reforzados.
- **El Relleno Compactado**, en la parte posterior del muro de suelo reforzado, denominado también “relleno estructural”, es el elemento principal de la estructura de un muro e influye directamente a su estabilidad, (debe ser evaluado para descartar la posibilidad de migración de finos y presencia de materiales solubles como son los carbonatos).

Los manuales de diseño recomiendan el uso de un relleno con la granulometría mostrada en el Cuadro, para asegurar el buen funcionamiento y evitar que el muro sufra algún tipo de deformación.

**Tabla 6: Especificaciones del relleno estructural (AASHTO)**

CONDICION	EXIGENCIA
Tamaño máx.	100 mm
% Máximo de piedra	30%
I.P	<11%

- **El Geotextil**, que se usará es del tipo no tejido, de poliéster, para evitar el pasaje de las partículas del suelo a través de las piedras y garantizar que el agua percole por los elementos estructurales eliminando el empuje hidrostático y no se colmate fácilmente. El geotextil se colocará en el contacto entre el muro gavión y el relleno estructural, tal como se indica en los planos respectivos. Para cubrir toda la longitud de los muros, será necesario unir los diversos paños de geotextil mediante traslapes de 30 cm, en la dirección transversal al eje de los muros. El corte de los paños de geotextil se realizará empleando indistintamente tijeras o cuchillos. Las

rasgaduras o agujeros que pudieran producirse por el manipuleo o la colocación serán recubiertas con un pedazo de geotextil con dimensiones de 50 cm mayores que el contorno de la rasgadura o agujero, el cual podrá ser pegado con cola o cosido manualmente con hilo de nylon. Una vez concluida la instalación del geotextil, se procederá a la ejecución del relleno seleccionado.

El geotextil mínimo recomendado es el de la clase 2.

- **El Geo Compuesto**, tiene como finalidad el drenaje de las aguas subsuperficiales y está compuesto por una geomanta tridimensional, fabricada con filamentos de polipropileno y termosoldada entre dos geotextiles no tejidos de poliéster en todos los puntos de contacto.

Núcleo Drenante. - Geomanta tridimensional formada por filamentos de polipropileno.

Filtro Geotextil. - será no tejido termoligado de filamentos compuestos de poliéster.

Los filtros y el núcleo deberán ser termosoldados en todos los puntos de contacto, formando un geocompuesto drenante de excelente desempeño.

Antes de la colocación del Geocompuesto de drenaje, deberá nivelarse el área a ser protegida, dejando la superficie libre de vegetación, raíces, piedras, etc. El Geocompuesto, puede ser instalado en su sentido longitudinal o transversal y los métodos de fijación pueden ser a través de pines o con pegamento. El Geocompuesto debe colocarse con sus núcleos centrales pegados unos con otros. Se debe traslapar una longitud de unos 100 mm de geotextil con el rollo adyacente y no es necesario otro tratamiento de las juntas.

## **CAPÍTULO VII: DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

### **7.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE TERRENO DE FUNDACION**

Las evaluaciones geotécnicas fueron elaboradas como parte de las investigaciones geológicas y geotécnicas, con el objetivo de obtener la información necesaria para el desarrollo del estudio y ha comprendido los trabajos de: excavación de calicatas y determinación de las características físicas mecánicas agregados de canteras en estudio.

### **7.2 TERRENO DE FUNDACIÓN**

Con el propósito de definir la caracterización y las propiedades Físico – Mecánicas de los materiales emplazados en el tramo priorizado carretera Yurimaguas - Munichis; se abrieron calicatas con maquinarias, para luego proceder a muestrear desde el terreno de fundación muestras representativas del área de emplazamiento del proyecto

### **7.3 ANÁLISIS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN**

Cada uno de las prospecciones (calicatas) tuvo que ser identificado y descrito las características que estos materiales que conforman el perfil estratigráfico del terreno existente tales como Humedad, Plasticidad, Compacidad, altura del estrato color del material y clasificación visual – manual esto siempre concordancia con la norma ASTM D 2488-05 para posteriormente proceder al muestreo, etiquetado y transporte de especímenes al Laboratorio suelos para su procesamiento respectivo.

### **7.4 ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS**

El contenido de humedad de una muestra indica la cantidad de agua que esta contiene, expresándola como un porcentaje del peso de agua entre el peso del material seco. En cierto modo este valor es relativo, porque depende de las condiciones atmosféricas que pueden ser variables.

# CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 8.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

*Tabla 7: Resumen de la profundidad de mejoramiento*

TRAMO Km	Tipo de Estructura	Altura Relleno	Espesor mejoramiento	N° Capas	Espaciamiento	Tensión 5% (KN)	GEOMALLA
1+240 - 1+960	Suelo Reforzado con Geomalla	4.6	1.8	8	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos
1+980 al 2+240	Terraplén	1.5	N.N	--	--	--	--
2+240 al 2+440	Terraplén	1.5	N.N	--	--	--	--
2+460 - 3+320	Suelo Reforzado con Geomalla	4	1.8	8	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos
3+340 al 3+400	Terraplén	1.5	0.6	--	--	--	--
3+420 - 3+540	Suelo Reforzado con Geomalla	3.4	1.3	6	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos
3+560 al 4+010	Terraplén	1.5	1.5	--	--	--	--
4+020 - 4+260	Suelo Reforzado con Geomalla	2.9	1	4	0.25	21	biaxial
4+280 al 4+400	Terraplén	1.5	1.5	--	--	--	--
4+420 - 4+860	Suelo Reforzado con Geomalla	2.9	1	4	0.25	21	biaxial
4+870 al 4+960	Terraplén	1.4	0.7	--	--	--	--
4+980 - 5+680	Suelo Reforzado con Geomalla	5.5	1.8	8	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos
5+700 al 7+000	Terraplén	1.5	0.9	--	--	--	--
7+000 al 8+320	Terraplén	1.8	0.6	--	--	--	--
8+340 al 8+500	Suelo Reforzado sin Geomalla	3.6	1.1	--	--	--	--
8+500 al 9+310	Terraplén	1.8	0.6	--	--	--	--
9+320 al 9+400	Terraplén	1.8	0.5	--	--	--	--
9+410 al 9+750	Terraplén	2.3	1.3	--	--	--	--
9+760 al 10+010	Terraplén	1	0.5	--	--	--	--
10+020 al 10+500	Terraplén	1.2	1.7	--	--	--	--
10+510 al 10+900	Terraplén	2.1	0.6	--	--	--	--
10+900 al 11+300	Terraplén	2	0.6	--	--	--	--
11+300 al 12+600	Terraplén	2.4	0.6	--	--	--	--
12+700 al 13+210	Terraplén	3.1	1.4	--	--	--	--
13+320 al 14+390	Terraplén	1.7	0.5	--	--	--	--
14+400 - 14+440	Suelo Reforzado con Geomalla	4.4	1.8	8	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos
14+450 al 14+640	Terraplén	1.2	0.5	--	--	--	--
14+650 - 14+760	Suelo Reforzado con Geomalla	4.4	1.8	8	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos

14+780 al 14+960	Terraplén	1.1	1.8	--	--	--	--
14+980 al 15+060	Suelo Reforzado sin Geomalla	2.2	0.5	--	--	--	--
15+070 al 15+530	Terraplén	1.3	0.5	--	--	--	--
15+540 al 15+660	Suelo Reforzado sin Geomalla	2.6	1.2	--	--	--	--
15+670 al 16+360	Terraplén	1.7	0.4	--	--	--	--
16+380 al 17+250	Terraplén	1.2	0.4	--	--	--	--
17+260 - 17+340	Suelo Reforzado con Geomalla	3	2.3	10	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos
17+350 al 18+800	Terraplén	1	1.5	--	--	--	--
18+820 - 19+020	Suelo Reforzado con Geomalla	3.6	2.3	10	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos

- bajas, lo cual indica la presencia de suelos blandos posiblemente arcillosos con Vs de 146 hasta 230 m/s, lo cual es confirmado con la Calicata C-01 que denota la presencia de estrato de arcilla CH (que según la calicata está presente hasta la profundidad de 3.80 m) con el MASW podríamos decir que este estrato blando podría llegar en algunos sectores incluso hasta una profundidad de 5.30 m. De acuerdo a los DPL (DPL 7 y DPL 8) realizados cercanos realizados en la zona se estaría alcanzando suelo de consistencia “Firme” a profundidades cercanas a los 4.00 metros. Además de los DPL podemos decir que la capacidad de soporte del terreno al peso del Suelo Reforzado propuesto sería insuficiente sin el adecuado control del mismo, incluso utilizando nuestras fórmulas de correlación para dichos suelos reforzados el Factor de Seguridad indica que se realicen mejoramientos mayores a 2.0 metros. Por lo mismo se plantea la utilización de cimentación utilizando Geomallas para este sector. En la Progresiva 1+500 km del ensayo MASW las velocidades son
- En la Progresiva 1+700 km donde se debe cimentar a 6.00 aproximadamente la alcantarilla de Gran Luz, del ERT-02 notamos en general resistividades con valores de medio a bajo, lo cual no nos garantiza la presencia de materiales resistentes ideales para la cimentación, siendo esta zona altamente húmeda y muy propensa a socavaciones o pérdida de finos. Se recomienda realizar otros ensayos como el MASW para determinar la profundidad de cimentación de la estructura planteada.

- En la Progresiva 2+500 km, según el ensayo de DPL, la resistencia a la penetración es mayor a 3 golpes, y de acuerdo a nuestra hoja de cálculo de capacidad de soporte, la zona podría resistir el terraplén propuesto con mejoramientos de hasta 1.50 m, Sin embargo, en el km 2+800, zona también de terraplén se obtuvieron valores de DPL menor a 3 golpes, debiéndose por ello definir con mayor detalle esta zona antes de aplicar alguna acción en el peor de los casos pudiendo necesitar cimentación con geomallas. Adicionalmente del ERT-04 notamos que no hay presencia de humedecimientos o suelo saturado hasta profundidades mayores a 10 metros (A lo largo del perfil del que se realizó el ensayo).
- En la progresiva 3+950 km, del DPL – 22 y del MASW 09, podemos ver que se encuentra una profundidad de suelo muy denso (de velocidades mayores a 300 m/s) a partir de los 5.0 metros de profundidad, (Incluso notamos que el N - DPL a esas profundidades es > a 30), asimismo del DPL se pueden definir tres estratos: Estrato de Compacidad Suelta y muy suelta (hasta 2.1 metros), estrato de compacidad media hasta 4.3 metros, y finalmente el estrato de compacidad compacta detectado también por el MASW.
- En la progresiva 4+100 km, del MASW – 18 notamos que las velocidades son mayores a 180 m/s, por lo que se clasificaría como un suelo rígido medio, (comprobar con el DPL a lo largo y en ejes en diversos puntos del sector), así mismo del ERT-12 realizado en el sector notamos presencia de agua o humedad a partir de los 8 metros, el DPL - 39 realizado en la zona nos indica suelos con resistencia medianamente compacta.
- En la progresiva 9+000 Km de los dos DPL y del MASW -3, realizados se observa un suelo de consistencia media que puede soportar las cargas de los terraplenes propuestos siempre y cuando se delimiten los sectores de mejoramiento y se delimite el límite de cambio de estrato de arcilla a arena. (variación de estratos en calicatas 8+500 a 9+700 km).

- Se recomienda realizar más ensayos entre los kilómetros 11+200 al 14+000 km para tener una idea más completa de la situación de la zona y si podrán desasistir con más precisión estructuras y suelo reforzado propuesto para el sector.
- En la progresiva 14+000 km del DPL 29 realizado en el sector y del MASW-16 notamos que el suelo soporta la carga de los terraplenes propuestos, debiéndose realizar DPL en el sector para comprobar hasta donde es válido el mejoramiento propuesto. Además, debiéndose definir estrato de arcilla o arena en la zona.
- En la progresiva 14+700 km se evidencia presencia de suelos blandos con NDPL < 3, posiblemente arcilla CH debiéndose definir el sector crítico y recalcular según se encuentre otros materiales como Arena o Limo, el MASW - 15 realizado en el sector indica que suelos de baja compacidad podrían llegar desde los 3.50 a 4.50 metros donde las velocidades empiezan a subir. En esta progresiva los Suelos reforzados deben tener una cimentación con geomalla según el diseño indicado para poder soportar las estructuras planteadas.
- En la progresiva 16+900 km de los DPL realizados el suelo podría resistir el terraplén existente siempre y cuando la presencia de ML de la calicata 16+500 llegue a este sector. El MAS W indica la presencia de suelos blandos y rígidos e intermedios, a partir de 10 metros aprox. En general se recomienda realizar más DPL en el sector y en ejes para confirmar el mejoramiento propuesto. La ERT – 09 nos indica que no hay presencia de suelos húmedos ni saturados en el sector.
- En la progresiva 18+860 km del MASW se estima la presencia de suelo blando hasta los 3 metros de profundidad aproximadamente, necesitando la zona geomalla o solo mejoramiento dependiendo del caso más crítico DPL realizados. Se debe realizar más DPL en sector para definir zona crítica.

- En la progresiva 19+000 km del MASW 12 y el DPL-37, 26 y 27 realizados en la zona nota podría necesitarse el uso de geomalla en la cimentación, debiéndose definir sectores críticos con DPL adicionales cerca al tramo final.

## CAPÍTULO IX: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Agudelo, C. (2015). Evaluación Diagnóstica De Las Condiciones Geotécnicas De Los Puentes Localizados Sobre Las Principales Corrientes De Agua Superficial Que Cruzan El Trazado De La Carretera Cúcuta-Pamplona, En El Norte De Santander, Colombia. Universidad De Santander

[2] Aguirre, H. (2007). Estudio Geotécnico Y Solución A Nivel De Ingeniería Básica En El Km. 484 Oleoducto Nor-Peruano. Universidad de Piura.

[3] BOWLES J. E. (1982) Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos. Editorial Mac Graw – Hill Latinoamericana. Bogotá, Colombia.

[4] BOWLES J. E. (1982) Propiedades Físicas de los Suelos. Ediciones Lerner. México.

[5] CÉSPEDES A, J. (2000) Los Pavimentos en las Vías Terrestres, Calles, Carreteras y Aeropistas. Universidad Nacional de Cajamarca. Perú.

DAS, B. M. (2000) Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Thompson. México.

[6] DEL AGUILA R.P (1999). Experiencias sobre el Diseño y Criterios para la Construcción de Pavimentos en Zonas de Altura. 10º congreso Ibero Latino Americano del Asfalto. Sevilla, España. 11p.

[7] CHOQUEHUANCA C.P (2012) Evaluación Geotécnica del Terreno de Fundación de las Cimentaciones Superficiales en las Construcciones de la Av. Costanera, I y II Etapa-Puno. Tesis de Ing. Geólogo. EPIG – UNAP.

[8] Niño, J. (2015). Estudio De Suelos Y Análisis Geotécnico Del Sector Ubicado En El K4+180 De La Vía Puente Reyes-Gameza. Universidad Pedagógica Y Tecnológica De Colombia.

[9] Quispe, C. (2016). "Evaluación Geológica - Geotécnica Para El Proceso Constructivo De La Avenida Jallihuaya - Puno". Universidad Nacional Del Antiplano.

[10] PALACIOS, M. O. (1993) INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO METALÚRGICO (INGEMMET). Boletín N°32. Geología del Perú. Primera Edición. Lima, Perú.

[11] PALACIOS, M. O.; DE. LA. CRUZ, W.; J. S.; DE. LA. CRUZ., B. N.S.; N. KLINCK. B. A.; ELLISON.; R. A.; HAWKINS, M.P. (1995). "Geología de la Cordillera Occidental y Altiplano al Oeste del Lago Titicaca- Sur del Perú". (Proyecto Integrado del Sur). INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO METALÚRGICO (INGEMMET). Boletín N°42.

[12] SOTELO & ASOCIADOS. Evaluación Geotécnica para la el Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Yurimaguas – Munichis – mayo 2019.

[13] BOWLES (2014) J.E. Manual de Laboratorio de Suelos en ingeniería civil editorial itaigrad S.A. Bogotá.

[14] HENRRI CAMBEFORT - Geotecnia del Ingeniero – Reconocimiento de Suelos.

[15] KRENINE D.P. JUDD W.R. (1992). Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros Omega S.A.

[16] Figuerola, J., C. (1974), "Tratado de Geofísica Aplicada", LITOPRINT, Madrid.

# ANEXOS

## Exploraciones Geotécnicas

# REGISTRO DE CALICATAS

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACION** : PROG.KM 1+380  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-01  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.80  
**COORDENADAS UTM** : 374448E, 9347965N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica; grado de compactación / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 a 4,750 mm	4,750 mm a 75 mm	LP	% Humedad	
0.20		Arena arcillosa, medianamente densa, no plástica, húmeda, firme, color rojizo. Con presencia de partículas subredondeadas, de tamaño máximo de 1".	-	-	-	-	-	-	
1.30		Arena arcillosa con gravilla (capa de suelo mejorado), densa, no plástica, húmeda, firme, color marrón grisáceo.	SC	38.20	56.60	4.60	10.20	-	M-1
3.80		Arcilla de consistencia media, altamente plástica, húmeda, firme, color gris oscuro. Con presencia de material orgánico.	CH	99.30	0.70	0.00	28.60	44.60	M-2

Observaciones:



## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**COD. PROY.** : 19034  
**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACIÓN** : PROG.KM 5+600  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-03  
**NIVEL FREATICO (m)** : 3.00  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.10  
**COORDENADAS UTM** : 371092E, 9347460N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica; grado de compacidad / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 a 0.425 mm	0.425 a 0.75 mm	0.75 a 4.75 mm	4.75 a 75 mm	
0.25		Arena arcillosa, medianamente densa, no plástica, húmeda, firme, color rojizo. Con presencia de partículas subredondeadas, de tamaño máximo de 1".	-	-	-	-	-	-	-
1.80		Arena arcillosa, altamente plástica, húmeda, firme, color gris claro con presencia de oxidación color amarillento.	SC	30.20	59.80	0.00	9.80	-	M-1
3.10		Arena limosa, suelta, no plástica, saturada, muy friable, color blanco grisáceo. Presencia de nivel freático.	SM-SC	17.10	82.90	0.00	4.90	16.92	M-2

Observaciones: Nivel freático a una profundidad de 2.60 m.

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACIÓN** : PROG.KM 6+500  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-04  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.60  
**COORDENADAS UTM** : 370264E, 9347303N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica; grado de compactad / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleas / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4.750 mm	4.750 mm a 75 mm	IP	% Humedad	
0.25	□ □ □ □ □	Arena arcillosa, medianamente densa, no plastica, húmeda, firme, color rojizo. Con presencia de partículas subredondeadas, de tamaño máximo de 1".	SC	35.70	64.30	0.00	12.60	-	M-1
1.50	/ / / / /	Arcilla de consistencia media, altamente plástica, húmeda, firme, color rojizo. Con presencia de material orgánico de color negruzco.	CH	98.90	1.10	0.00	27.50	-	M-2
3.60	/ / / / /	Arcilla de consistencia dura, altamente plástica, húmeda, firme, color gris claro. Con presencia de oxidación color rojizo.	CH	99.00	1.00	0.00	26.80	44.20	M-3

Observaciones:

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACIÓN** : PROG.KM 8+500  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-05  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.10  
**COORDENADAS UTM** : 368536E, 9348175N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica; grado de compactación / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleas / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4,750 mm	4,750 mm a 75 mm	LP	% Humedad	
0.35		Arena arcillosa, suelta, no plástica, húmeda, muy friable de color marrón rojizo.	SC	34.60	60.00	5.40	11.80	-	M-1
1.35		Arena limosa densa, no presenta plasticidad, húmeda, firme de color blanco amarillento	SM-SC	15.90	74.50	9.60	5.00	-	M-2
3.10		Limo de baja plasticidad, dura, húmeda, de consistencia firme, de color marrón. Presencia de un estrato de 20 cm de potencia de arcilla rojiza. Presencia de oxidación.	ML	78.20	21.80	0.00	6.60	14.80	M-3

Observaciones:



## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACIÓN** : PROG.KM 10+700  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-07  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.10  
**COORDENADAS UTM** : 366515E 9348813N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica: grado de compactación / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4.750 mm	4.750 mm a 75 mm	LP	% Humedad	
0.30		Arena arcillosa, suelta, no plastica, humeda, consistencia muy friable de color marrón rojizo.	SC	36.90	63.10	0.00	11.80	-	M-1
0.90		Arena limosa de color pardo amarillento, medianamente densa, no presenta plasticidad, húmeda, firme.	SM-SC	17.60	82.40	0.00	5.50	-	M-2
3.20		Arcilla medianamente plastica, dura, humeda, de consistencia firme, de color gris claro. Presencia de material oxidación color rojizo.	CL	89.20	10.80	0.00	19.20	18.40	M-3

Observaciones:

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACION** : PROG.KM 14+700  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**N° DE EXPLORACION** : C-08  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 4.50  
**COORDENADAS UTM** : 363262E, 9348120N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica; grado de compactación / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					N° DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4,750 mm	4,750 mm a 75 mm	LP	% Humedad	
0.300		Arena arcillosa, suelta, no plastica, húmeda, consistencia muy friable de color marrón rojizo.	-	-	-	-	-	-	
2.10		Arcilla de consistencia media, medianamente plástica, húmeda, firme, color marrón rojizo.	CL	-	-	-	-	-	M-1
3.70		Arcilla altamente plástica, de consistencia blanda, húmeda, color gris oscuro, con presencia material orgánico.	CH	99.20	0.80	0.00	28.10	-	M-2
4.50		Arcilla altamente plástica, medianamente dura a dura, saturada, color gris claro, firme, con presencia de oxidaciones de color rojizo. Presencia de infiltraciones.	CH	99.30	0.70	0.00	29.00	45.20	M-3

Observaciones:

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACION** : PROG.KM 16+500  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-09  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.30  
**COORDENADAS UTM** : 361919E,4 9348046N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA  Clasificación técnica; grado de compactad / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4,750 mm	4,750 mm a 75 mm	LP	% Humedad	
0.20		Arena arcillosa, suelta, no plastica, humeda, consistencia muy friable de color marrón rojizo.	-	-	-	-	-	-	
3.30		Limo de consistencia blanda a media, medianamente plástica, húmeda, friable, color marrón. Con presencia de infiltraciones.	ML	79.00	21.00	0.00	6.40	28.90	M-1

Observaciones:

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA

**PROYECTO** : EVALUACION GEOTECNICA PARA EL PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DE LA CARRETERA YURIMAGUAS-MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, ALTO AMAZONAS-LORETO"  
**UBICACIÓN** : PROG.KM 18+800  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACION** : C-10  
**NIVEL FREATICO (m)** : -  
**PROF. DE EXPLORACION (m)** : 3.70  
**COORDENADAS UTM** : 359967E, 9348686N



PROF(m)	G R A F I C O	DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4.750 mm	4.750 mm a 75 mm	I.P	% Humedad	
0.20		Arena arcillosa, medianamente densa, no plástica, húmeda, firme, color marrón claro. Con presencia de partículas subredondeadas, de tamaño máximo de 2".	-	-	-	-	-	-	
1.10		Arcilla de baja plasticidad con arena de consistencia media, húmeda, firme, color marrón rojizo,	CL	90.00	10.00	0.00	20.80	-	M-1
1.80		Arcilla de alta plasticidad, consistencia blanda, húmeda, friable, color gris oscuro. Presencia de una franja de color negro (material orgánico).	CH	99.30	0.70	0.00	29.50	-	M-2
3.20		Arcilla de consistencia blanda, alta plasticidad, húmeda, friable, color gris claro.	-	-	-	-	-	-	
3.70		Arena limosa, suelta, no plástica, saturada, muy friable, color blanco amarillento. Presencia de nivel freático.	SM-SC	16.60	83.40	0.00	5.20	13.00	M-3

Observaciones: Nivel freático a una profundidad de 3.50 m.

# ENSAYO DE DPL

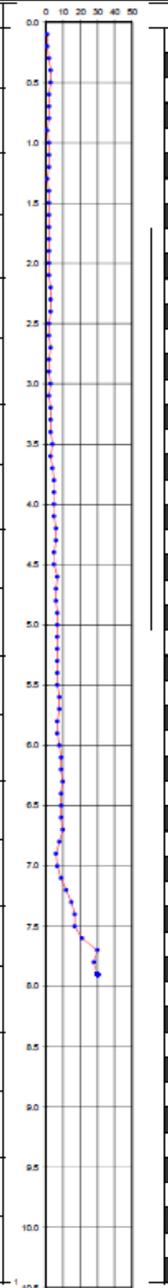
## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 6+480  
 N° DE EXPLORACION : DPL-01  
 COORDENADAS UTM : 370290E; 9347299N  
 NIVEL FREÁTICO (m) : -  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 7.90



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo
			2	-	0.08
1.00			1	-	0.04
			2	-	0.08
2.00			2	-	0.08
			2	-	0.08
3.00			2	-	0.08
			4	-	0.15
4.00			5	-	0.19
			6	-	0.23
5.00			7	-	0.26
			7	-	0.26
6.00			9	-	0.34
			9	-	0.34
7.00			12	-	0.45
			26	-	0.98
8.00					
9.00					
10.00					



Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 6+480  
 N° DE EXPLORACION : DPL-02  
 COORDENADAS UTM : 370287E; 9347315N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.90



PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA NOPL = $\frac{N^{\circ} \text{ de golpes}}{10 \text{ cm}}$
			N SPT	$\phi$ (°) suelo friccionante	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo	
						0.0
			5	-	0.19	0.5
1.00			6	-	0.23	1.0
			6	-	0.23	1.5
2.00			7	-	0.26	2.0
			11	-	0.41	2.5
3.00			11	-	0.41	3.0
			13	-	0.49	3.5
4.00			17	-	0.64	4.0
			24	-	0.90	4.5
5.00						5.0
						5.5
6.00						6.0
						6.5
7.00						7.0
						7.5
8.00						8.0
						8.5
9.00						9.0
						9.5
10.00						10.0
						10.5

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 9+000  
 N° DE EXPLORACION : DPL-03  
 COORDENADAS UTM : 368062E; 9348327N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 7.30



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo triaxialmente	σ (Kg/cm²) suelo ocoectivo
					0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 4.5 5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5 8.0 8.5 9.0 9.5 10.0 10.5
1.00			3	-	0.11
			7	-	0.26
			10	-	0.38
2.00			9	-	0.34
			11	-	0.41
3.00			14	-	0.53
			18	-	0.68
4.00			20	-	0.75
			24	-	0.90
5.00			27	-	1.01
			25	-	0.94
6.00			25	-	0.94
			26	-	0.98
7.00			29	-	1.09
8.00					
9.00					
10.00					

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 9+000  
 N° DE EXPLORACION : DPL-04  
 COORDENADAS UTM : 368054E; 9348322N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 6.80



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	φ (°) suelo trifasicante	σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub>
			3	-	0.11	
1.00			7	-	0.26	
			10	-	0.38	
2.00			11	-	0.41	
			12	-	0.45	
3.00			15	-	0.56	
			18	-	0.68	
4.00			20	-	0.75	
			25	-	0.94	
5.00			25	-	0.94	
			26	-	0.98	
6.00			27	-	1.01	
			29	-	1.09	
7.00						
8.00						
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 11+200  
 N° DE EXPLORACION : DPL-05  
 COORDENADAS UTM : 366022E; 9348773N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 3.00



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo
1.00			1	-	0.04
2.00			1	-	0.04
3.00			2	-	0.08
4.00			3	-	0.11
5.00			4	-	0.15
6.00					
7.00					
8.00					
9.00					
10.00					

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 11+200  
 N° DE EXPLORACION : DPL-06  
 COORDENADAS UTM : 366013E; 9348781N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 5.00



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> = $\frac{N_p \text{ de golpes}}{10 \text{ cm}}$
1.00			4	-	0.15	
			8	-	0.30	
			8	-	0.30	
2.00			14	-	0.53	
			14	-	0.53	
3.00			13	-	0.49	
			13	-	0.49	
4.00			13	-	0.49	
			13	-	0.49	
5.00			16	-	0.60	
6.00						
7.00						
8.00						
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 1+500  
 N° DE EXPLORACION : DPL-07  
 COORDENADAS UTM : 374311E; 9348026N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.10



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo
					0 10 20 30 40 50
			3	-	0.11
1.00			7	-	0.26
			3	-	0.11
2.00			8	-	0.30
			16	-	0.60
3.00			23	-	0.86
			28	-	1.05
4.00			32	-	1.20
5.00					
6.00					
7.00					
8.00					
9.00					
10.00					

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 1+500  
 N° DE EXPLORACION : DPL-08  
 COORDENADAS UTM : 374320E; 9348037N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.50



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo trioclonante	σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> N° de golpes 10 cm
			3	-	0.11	
1.00			4	-	0.15	
2.00			5	-	0.19	
3.00			7	-	0.26	
4.00			10	-	0.38	
5.00			15	-	0.56	
6.00			26	-	0.98	
7.00			29	-	1.09	
8.00			33	-	1.24	
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 2+800  
 N° DE EXPLORACION : DPL-09  
 COORDENADAS UTM : 373218E; 9348531N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 5.20



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> = Nº de golpes 10 cm
			1	-	0.04	
1.00			2	-	0.08	
			2	-	0.08	
2.00			6	-	0.23	
			13	-	0.49	
3.00			16	-	0.60	
			20	-	0.75	
4.00			21	-	0.79	
			25	-	0.94	
5.00			32	-	1.20	
6.00						
7.00						
8.00						
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 2+800  
 N° DE EXPLORACION : DPL-10  
 COORDENADAS UTM : 373246E; 9348549N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.60

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> N° de golpes 10 cm
					0 10 20 30 40 50	
1.00			4	-	0.15	
			3	-	0.11	
			3	-	0.11	
2.00			5	-	0.19	
			7	-	0.26	
3.00			16	-	0.60	
			25	-	0.94	
4.00			27	-	1.01	
			30	-	1.13	
5.00						
6.00						
7.00						
8.00						
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 2+500  
 N° DE EXPLORACION : DPL-11  
 COORDENADAS UTM : 373506E; 9348502N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 2.90



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo
					0.0 10 20 30 40 50
1.00			6	-	0.23
			7	-	0.26
2.00			7	-	0.26
			10	-	0.38
3.00			9	-	0.34
4.00					
5.00					
6.00					
7.00					
8.00					
9.00					
10.00					

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 2+500  
 N° DE EXPLORACION : DPL-12  
 COORDENADAS UTM : 373499E, 9348499N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.00



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA N <sub>DPL</sub> = $\frac{N^{\circ} \text{ de golpes}}{10 \text{ cm}}$	
			N SPT	φ (°) suelo friccionante		σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo
					0.0	
			5	-	0.19	0.5
1.00			5	-	0.19	1.0
			7	-	0.26	1.5
2.00			9	-	0.34	2.0
			7	-	0.26	2.5
3.00			13	-	0.49	3.0
			21	-	0.79	3.5
4.00			34	-	1.28	4.0
						4.5
5.00						5.0
						5.5
6.00						6.0
						6.5
7.00						7.0
						7.5
8.00						8.0
						8.5
9.00						9.0
						9.5
10.00						10.0
						10.5

Observación:



## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 5+120  
 N° DE EXPLORACION : DPL-14  
 COORDENADAS UTM : 371555E; 9347423N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 5.20



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> = N° de golpes / 10 cm
			1	-	0.04	
1.00			1	-	0.04	
2.00			2	-	0.08	
3.00			2	-	0.08	
4.00			5	-	0.19	
5.00			9	-	0.34	
6.00			15	-	0.56	
7.00			21	-	0.79	
8.00			25	-	0.94	
9.00			31	-	1.16	
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 16+520  
 N° DE EXPLORACION : DPL-23  
 COORDENADAS UTM : 361932E; 9348047N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 8.00



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	Φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo
1.00			5	-	0.19
2.00			1	-	0.04
3.00			7	-	0.26
4.00			13	-	0.49
5.00			12	-	0.45
6.00			13	-	0.49
7.00			21	-	0.79
8.00			24	-	0.90
9.00			24	-	0.90
10.00			21	-	0.79
			21	-	0.79
			21	-	0.79
			15	-	0.56
			17	-	0.64
			18	-	0.68
			25	-	0.94

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACION : KM 16+340  
 N° DE EXPLORACION : DPL-24  
 COORDENADAS UTM : 362114E; 9348066N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 6.90



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	φ (°) cuelo friccionante	σ (Kg/cm²) cuelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> = Nº de golpes 10 cm
						0 10 20 30 40 50
			10	-	0.38	
1.00			3	-	0.11	
			12	-	0.45	
2.00			15	-	0.56	
			16	-	0.60	
3.00			19	-	0.71	
			16	-	0.60	
4.00			14	-	0.53	
			19	-	0.71	
5.00			22	-	0.83	
			24	-	0.90	
6.00			25	-	0.94	
			25	-	0.94	
7.00						
8.00						
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 17+540  
 N° DE EXPLORACION : DPL-27  
 COORDENADAS UTM : 361020E; 9348148N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.30



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES		ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm²) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> = N° de golpes / 10 cm
			1	-	0.04	
1.00			2	-	0.08	
			1	-	0.04	
2.00			2	-	0.08	
			9	-	0.34	
3.00			14	-	0.53	
			20	-	0.75	
4.00			29	-	1.09	
5.00						
6.00						
7.00						
8.00						
9.00						
10.00						

Observación:

## REGISTRO DEL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA - DPL

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : KM 18+860  
 N° DE EXPLORACION : DPL-36  
 COORDENADAS UTM : 359925E, 9348651N  
 NIVEL FREÁTICO (m) :  
 PROF. DE EXPLORACION (m) : 4.00



PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	Φ (°) suelo friccionante	σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo	N <sub>DPL</sub> = N° de golpes 10 cm
						0.0
			3	-	0.11	0.5
1.00			4	-	0.15	1.0
			7	-	0.26	1.5
2.00			9	-	0.34	2.0
			11	-	0.41	2.5
3.00			11	-	0.41	3.0
			19	-	0.71	3.5
4.00			22	-	0.83	4.0
5.00						4.5
6.00						5.0
7.00						5.5
8.00						6.0
9.00						6.5
10.00						7.0
						7.5
						8.0
						8.5
						9.0
						9.5
						10.0
						10.5

Observación:

TESIS: EVALUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA Y SU RELACIÓN CON UNA PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE SUELOS REFORZADOS EN LA CARRETERA YURIMAGUAS – MUNICHIS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS, DEPARTAMENTO DE LORETO

# **ANÁLISIS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS**

VERSION: 3.1

**DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO**

SONDAJE: **DPL-08**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
 UBICACIÓN : Km 1+500  
 ZONA : SUELO REFORZADO  
 ENSAYO : Penetración dinámica ligera

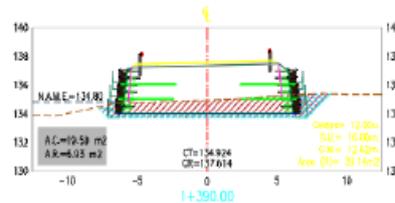
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.50	10.0	1.75
0.2	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.50	10.0	1.75
0.3	4	4	SC	23.9	-	16.6	40.0	1.50	10.0	1.75
0.4	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.50	10.0	1.75
0.5	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.50	10.0	1.75
0.6	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.50	10.0	1.75
0.7	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.50	10.0	1.75
0.8	4	4	SC	23.9	-	16.6	40.0	1.50	10.0	1.75
0.9	6	6	SC	28.0	-	18.1	60.0	1.50	10.0	1.75
1.0	5	5	SC	25.0	-	17.4	50.0	1.50	10.0	1.75
1.1	4	4	SC	23.9	-	16.6	40.0	1.50	10.0	1.75
1.2	5	5	SC	25.0	-	17.4	50.0	1.50	10.0	1.75
1.3	5	5	SC	25.0	-	17.4	50.0	1.50	10.0	1.75
1.4	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
1.5	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.6	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.7	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
1.8	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.9	9	9	CH	-	0.68	-	-	1.77	10.0	1.94
2.0	8	8	CH	-	0.60	-	-	1.75	10.0	1.92

Carga de diseño vehicular: **5.6 Kg/cm<sup>2</sup>**  
 Espesor del Relleno y pavimento: **330 cm**  
 Densidad del Relleno y Pavimento: **1.95 g/cm<sup>3</sup>**

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	SC	-	0.000	-
0.1	SC	3	0.000	-
0.2	SC	2	0.000	-
0.3	SC	4	0.000	-
0.4	SC	3	0.000	-
0.5	SC	2	0.000	-
0.6	SC	2	0.000	-
0.7	SC	3	0.000	-
0.8	SC	4	0.000	-
0.9	SC	6	0.000	-
1.0	SC	5	0.000	-
1.1	SC	4	0.000	-
1.2	SC	5	0.000	-
1.3	SC	5	0.000	-
1.4	CH	5	0.000	-
1.5	CH	6	0.000	-
1.6	CH	6	0.000	-
1.7	CH	5	0.000	-
1.8	CH	6	0.000	-
1.9	CH	9	0.000	-
2.0	CH	8	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.644	-	-	-	-
0.661	0.661	0.08	0.12	Escarif y Recomp
0.678	0.678	0.13	0.19	Escarif y Recomp
0.696	0.696	0.25	0.37	Escarif y Recomp
0.713	0.713	0.29	0.41	Mejoramiento
0.731	0.731	0.30	0.42	Mejoramiento
0.748	0.748	0.36	0.49	Mejoramiento
0.766	0.766	0.50	0.65	Mejoramiento
0.783	0.783	0.66	0.84	Mejoramiento
0.801	0.801	0.94	1.17	-
0.818	0.818	0.93	1.13	-
0.836	0.836	0.90	1.07	-
0.853	0.853	1.11	1.30	-
0.871	0.871	1.20	1.38	-
0.889	0.889	0.85	0.96	Mejoramiento
0.907	0.907	1.01	1.12	-
0.926	0.926	1.02	1.10	-
0.944	0.944	0.87	0.92	Mejoramiento
0.962	0.962	1.03	1.07	-
0.981	0.981	1.50	1.53	-
1.001	1.001	1.36	1.36	-

Donde:  
 N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
 N<sub>(SPT)</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
 φ = Angulo de fricción  
 c = cohesión  
 E = Módulo de Elasticidad  
 γ = Densidad del suelo  
 q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
 F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO

SONDAJE: **DPL-11**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
UBICACIÓN : Km 2+500  
ZONA : SUELO REFORZADO  
ENSAYO : Penetración dinámica ligera

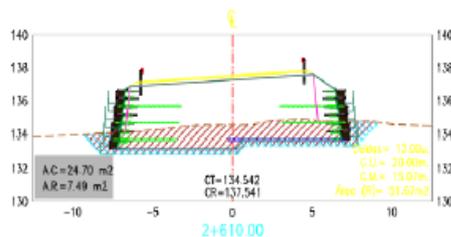
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	0	0	CH	-	0.00	-	-	1.32	10.0	1.45
0.2	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.3	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
0.4	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.60	10.0	1.76
0.5	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
0.6	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
0.7	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
0.8	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
0.9	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.0	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.1	8	8	CH	-	0.60	-	-	1.75	10.0	1.92
1.2	9	9	CH	-	0.68	-	-	1.77	10.0	1.94
1.3	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.4	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.5	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.6	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.7	8	8	CH	-	0.60	-	-	1.75	10.0	1.92
1.8	8	8	CH	-	0.60	-	-	1.75	10.0	1.92
1.9	11	11	CH	-	0.83	-	-	1.81	10.0	1.99
2.0	10	10	CH	-	0.75	-	-	1.79	10.0	1.97

Carga de diseño vehicular: **5.6 Kg/cm<sup>2</sup>**  
Espesor del Relleno y pavimento: **380 cm**  
Densidad del Relleno y Pavimento: **1.95 g/cm<sup>3</sup>**

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	CH	-	0.000	-
0.1	CH	0	0.000	-
0.2	CH	1	0.000	-
0.3	CH	2	0.000	-
0.4	CH	4	0.000	-
0.5	CH	6	0.000	-
0.6	CH	6	0.000	-
0.7	CH	6	0.000	-
0.8	CH	6	0.000	-
0.9	CH	7	0.000	-
1.0	CH	7	0.000	-
1.1	CH	8	0.000	-
1.2	CH	9	0.000	-
1.3	CH	6	0.000	-
1.4	CH	6	0.000	-
1.5	CH	6	0.000	-
1.6	CH	7	0.000	-
1.7	CH	8	0.000	-
1.8	CH	8	0.000	-
1.9	CH	11	0.000	-
2.0	CH	10	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.741	-	-	-	-
0.756	0.756	0.00	0.01	Escarif y Recomp
0.770	0.770	0.16	0.21	Escarif y Recomp
0.786	0.786	0.32	0.41	Escarif y Recomp
0.804	0.804	0.64	0.79	Mejoramiento
0.822	0.822	0.95	1.16	-
0.840	0.840	0.96	1.14	-
0.859	0.859	0.96	1.12	-
0.877	0.877	0.97	1.11	-
0.896	0.896	1.13	1.26	-
0.915	0.915	1.14	1.24	-
0.934	0.934	1.30	1.39	-
0.953	0.953	1.46	1.53	-
0.972	0.972	1.00	1.03	-
0.990	0.990	1.01	1.02	-
1.009	1.009	1.01	1.00	-
1.027	1.027	1.17	1.14	-
1.047	1.047	1.34	1.28	-
1.066	1.066	1.34	1.26	-
1.086	1.086	1.81	1.87	-
1.105	1.105	1.67	1.51	-

Donde:  
N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
φ = Angulo de fricción  
C = cohesión  
E = Módulo de Elasticidad  
γ = Densidad del suelo  
q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO

SONDAJE: **DPL-12**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
UBICACIÓN : Km 2+500  
ZONA : SUELO REFORZADO  
ENSAYO : Penetración dinámica ligera

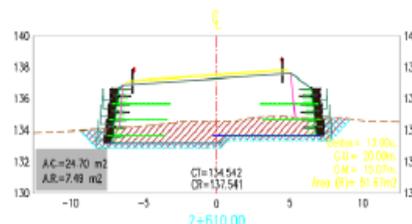
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>SPT</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.2	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.60	10.0	1.78
0.3	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
0.4	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
0.5	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
0.6	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
0.7	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
0.8	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
0.9	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.0	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.1	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
1.2	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
1.3	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.64	10.0	1.80
1.4	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.67	10.0	1.84
1.5	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.6	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.7	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.8	7	7	CH	-	0.53	-	-	1.71	10.0	1.88
1.9	10	10	CH	-	0.75	-	-	1.79	10.0	1.97
2.0	13	13	CH	-	0.98	-	-	1.85	10.0	2.03

Carga de diseño vehicular: **5.6 Kg/cm<sup>2</sup>**  
Espesor del Relleno y pavimento: **380 cm**  
Densidad del Relleno y Pavimento: **1.95 g/cm<sup>3</sup>**

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	CH	-	0.000	-
0.1	CH	1	0.000	-
0.2	CH	4	0.000	-
0.3	CH	5	0.000	-
0.4	CH	5	0.000	-
0.5	CH	5	0.000	-
0.6	CH	5	0.000	-
0.7	CH	5	0.000	-
0.8	CH	5	0.000	-
0.9	CH	6	0.000	-
1.0	CH	6	0.000	-
1.1	CH	5	0.000	-
1.2	CH	5	0.000	-
1.3	CH	5	0.000	-
1.4	CH	6	0.000	-
1.5	CH	7	0.000	-
1.6	CH	7	0.000	-
1.7	CH	7	0.000	-
1.8	CH	7	0.000	-
1.9	CH	10	0.000	-
2.0	CH	13	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.741	-	-	-	-
0.756	0.756	0.16	0.21	Escarif y Recomp
0.773	0.773	0.63	0.81	Escarif y Recomp
0.791	0.791	0.79	0.99	Escarif y Recomp
0.809	0.809	0.79	0.98	Mejoramiento
0.827	0.827	0.80	0.96	Mejoramiento
0.845	0.845	0.80	0.95	Mejoramiento
0.863	0.863	0.81	0.94	Mejoramiento
0.881	0.881	0.82	0.93	Mejoramiento
0.900	0.900	0.98	1.09	-
0.918	0.918	0.98	1.07	-
0.936	0.936	0.83	0.89	Mejoramiento
0.954	0.954	0.84	0.88	Mejoramiento
0.972	0.972	0.85	0.87	Mejoramiento
0.990	0.990	1.01	1.02	-
1.009	1.009	1.17	1.16	-
1.028	1.028	1.17	1.14	-
1.047	1.047	1.18	1.13	-
1.066	1.066	1.19	1.11	-
1.085	1.085	1.66	1.53	-
1.106	1.106	2.13	1.93	-

Donde:  
N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
φ = Angulo de fricción  
c = cohesión  
E = Módulo de Elasticidad  
γ = Densidad del suelo  
q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO

SONDAJE: **DPL-09**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
UBICACIÓN : Km 2+800  
ZONA : SUELO REFORZADO  
ENSAYO : Penetración dinámica ligera

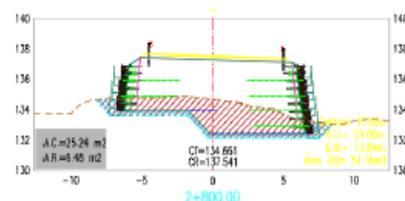
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm2)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
0.2	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.80	10.0	1.76
0.3	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.88
0.4	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
0.5	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
0.6	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.7	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.8	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
0.9	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.0	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.88
1.1	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.88
1.2	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.88
1.3	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.4	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.5	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.6	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.7	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.8	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.80
1.9	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.88
2.0	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.88

Carga de diseño vehicular: 5.6 Kg/cm<sup>2</sup>  
Espesor del Relleno y pavimento: 480 cm  
Densidad del Relleno y Pavimento: 1.95 g/cm<sup>3</sup>

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	CH	-	0.000	-
0.1	CH	2	0.000	-
0.2	CH	4	0.000	-
0.3	CH	3	0.000	-
0.4	CH	2	0.000	-
0.5	CH	2	0.000	-
0.6	CH	1	0.000	-
0.7	CH	1	0.000	-
0.8	CH	2	0.000	-
0.9	CH	2	0.000	-
1.0	CH	3	0.000	-
1.1	CH	3	0.000	-
1.2	CH	3	0.000	-
1.3	CH	2	0.000	-
1.4	CH	2	0.000	-
1.5	CH	2	0.000	-
1.6	CH	2	0.000	-
1.7	CH	2	0.000	-
1.8	CH	2	0.000	-
1.9	CH	3	0.000	-
2.0	CH	3	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.897	-	-	-	-
0.913	0.913	0.31	0.34	Escarif y Recomp
0.931	0.931	0.63	0.67	Escarif y Recomp
0.947	0.947	0.48	0.50	Escarif y Recomp
0.963	0.963	0.33	0.34	Mejoramiento
0.979	0.979	0.33	0.34	Mejoramiento
0.994	0.994	0.18	0.18	Mejoramiento
1.008	1.008	0.19	0.19	Mejoramiento
1.024	1.024	0.35	0.34	Mejoramiento
1.040	1.040	0.36	0.34	Mejoramiento
1.057	1.057	0.52	0.49	Mejoramiento
1.074	1.074	0.52	0.49	Mejoramiento
1.091	1.091	0.53	0.48	Mejoramiento
1.107	1.107	0.38	0.34	Mejoramiento
1.123	1.123	0.38	0.34	Mejoramiento
1.139	1.139	0.39	0.34	Mejoramiento
1.155	1.155	0.39	0.34	Mejoramiento
1.171	1.171	0.40	0.34	Mejoramiento
1.187	1.187	0.40	0.34	Mejoramiento
1.204	1.204	0.57	0.47	Mejoramiento
1.220	1.220	0.57	0.47	Mejoramiento

Donde:  
N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
φ = Angulo de fricción  
c = cohesión  
E = Módulo de Elasticidad  
γ = Densidad del suelo  
q<sub>adm</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO

SONDAJE: **DPL-13**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
UBICACIÓN : Km 5+120  
ZONA : SUELO REFORZADO  
ENSAYO : Penetración dinámica ligera

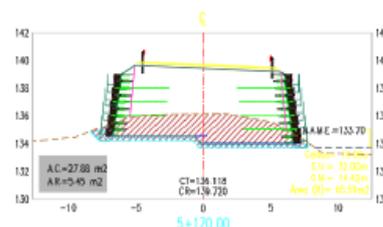
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm2)	γ (g/cm³) Seco	humedad (%)	γ (g/cm³) natural
0.1	1	1	SC	19.5	-	13.3	10.0	1.59	10.0	1.75
0.2	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	10.0	1.75
0.3	1	1	SC	19.5	-	13.3	10.0	1.59	10.0	1.75
0.4	1	1	SC	19.5	-	13.3	10.0	1.59	10.0	1.75
0.5	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	10.0	1.75
0.6	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	10.0	1.75
0.7	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	10.0	1.75
0.8	1	1	SC	19.5	-	13.3	10.0	1.59	10.0	1.75
0.9	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	10.0	1.75
1.0	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.1	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.2	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.3	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.4	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.5	4	4	SC	23.9	-	16.8	40.0	1.59	10.0	1.75
1.6	4	4	SC	23.9	-	16.8	40.0	1.59	10.0	1.75
1.7	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.8	3	3	SC	22.7	-	15.7	30.0	1.59	10.0	1.75
1.9	2	2	SM	21.3	-	14.7	20.0	1.49	10.0	1.64
2.0	3	3	SM	22.7	-	15.7	30.0	1.49	10.0	1.64

Carga de diseño vehicular: **5.6 Kg/cm²**  
Espesor del Relleno y pavimento: **550 cm**  
Densidad del Relleno y Pavimento: **1.95 g/cm³**

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm²)	Esfuerzo efectivo (kg/cm2)
0.0	SC	-	0.000	-
0.1	SC	1	0.000	-
0.2	SC	2	0.000	-
0.3	SC	1	0.000	-
0.4	SC	1	0.000	-
0.5	SC	2	0.000	-
0.6	SC	2	0.000	-
0.7	SC	2	0.000	-
0.8	SC	1	0.000	-
0.9	SC	2	0.000	-
1.0	SC	3	0.000	-
1.1	SC	3	0.000	-
1.2	SC	3	0.000	-
1.3	SC	3	0.000	-
1.4	SC	3	0.000	-
1.5	SC	4	0.000	-
1.6	SC	4	0.000	-
1.7	SC	3	0.000	-
1.8	SC	3	0.000	-
1.9	SM	2	0.000	-
2.0	SM	3	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm2)	Carga total (kg/cm2)	q <sub>ult</sub> (kg/cm2)	F.S.	Zona de Mejoramiento
1.073	-	-	-	-
1.080	1.090	0.05	0.05	Escarif y Recomp
1.107	1.107	0.13	0.11	Escarif y Recomp
1.125	1.125	0.15	0.13	Escarif y Recomp
1.142	1.142	0.20	0.17	Mejoramiento
1.160	1.160	0.30	0.26	Mejoramiento
1.177	1.177	0.36	0.31	Mejoramiento
1.195	1.195	0.42	0.35	Mejoramiento
1.212	1.212	0.39	0.32	Mejoramiento
1.230	1.230	0.54	0.44	Mejoramiento
1.247	1.247	0.71	0.57	Mejoramiento
1.265	1.265	0.78	0.62	Mejoramiento
1.282	1.282	0.85	0.66	Mejoramiento
1.300	1.300	0.92	0.71	Mejoramiento
1.317	1.317	0.99	0.75	Mejoramiento
1.335	1.335	1.22	0.91	Mejoramiento
1.352	1.352	1.30	0.96	Mejoramiento
1.370	1.370	1.20	0.87	Mejoramiento
1.387	1.387	1.27	0.91	Mejoramiento
1.404	1.404	1.06	0.76	Mejoramiento
1.420	1.420	1.32	0.93	Mejoramiento

Donde:  
N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
N<sub>(SPT)</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
φ = Angulo de fricción  
C = cohesión  
E = Módulo de Elasticidad  
γ = Densidad del suelo  
q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

**DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO**

SONDAJE: **DPL-3**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
 UBICACIÓN : Km 9+000  
 ZONA : TERRAPLEN  
 ENSAYO : Penetración dinámica ligera

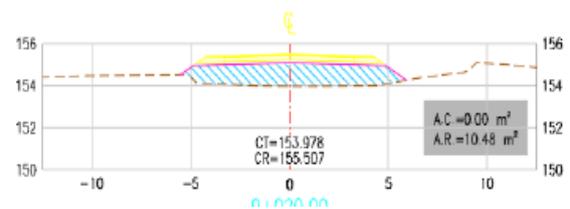
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	10.0	1.75
0.2	4	4	SC	23.9	-	16.6	40.0	1.59	10.0	1.75
0.3	6	6	SC	26.0	-	18.1	60.0	1.59	10.0	1.75
0.4	8	8	SC	27.6	-	19.3	80.0	1.59	10.0	1.75
0.5	6	6	SM	26.0	-	18.1	60.0	1.49	10.0	1.64
0.6	2	2	SM	21.3	-	14.7	20.0	1.49	10.0	1.64
0.7	4	4	SM	23.9	-	16.6	40.0	1.49	10.0	1.64
0.8	4	4	SM	23.9	-	16.6	40.0	1.49	10.0	1.64
0.9	3	3	SM	22.7	-	15.7	30.0	1.49	10.0	1.64
1.0	7	7	SM	26.8	-	18.7	70.0	1.49	10.0	1.64
1.1	7	7	SM	26.8	-	18.7	70.0	1.49	10.0	1.64
1.2	8	8	SM	27.6	-	19.3	80.0	1.49	10.0	1.64
1.3	7	7	SM	26.8	-	18.7	70.0	1.49	10.0	1.64
1.4	8	8	SM	27.6	-	19.3	80.0	1.49	10.0	1.64
1.5	9	9	ML	28.4	-	19.9	90.0	1.35	10.0	1.49
1.6	11	11	ML	29.8	-	21.0	110.0	1.35	10.0	1.49
1.7	10	10	ML	29.1	-	20.5	100.0	1.35	10.0	1.49
1.8	10	10	ML	29.1	-	20.5	100.0	1.35	10.0	1.49
1.9	9	9	ML	28.4	-	19.9	90.0	1.35	10.0	1.49
2.0	11	11	ML	29.8	-	21.0	110.0	1.35	10.0	1.49

Carga de diseño vehicular: 5.6 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Espesor del Relleno y pavimento: 180 cm  
 Densidad del Relleno y Pavimento: 1.95 g/cm<sup>3</sup>

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	SC	-	0.022	-
0.1	SC	2	0.017	-
0.2	SC	4	0.012	-
0.3	SC	6	0.008	-
0.4	SC	8	0.006	-
0.5	SM	6	0.004	-
0.6	SM	2	0.002	-
0.7	SM	4	0.002	-
0.8	SM	4	0.002	-
0.9	SM	3	0.001	-
1.0	SM	7	0.001	-
1.1	SM	7	0.001	-
1.2	SM	8	0.001	-
1.3	SM	7	0.001	-
1.4	SM	8	0.001	-
1.5	ML	9	0.000	-
1.6	ML	11	0.000	-
1.7	ML	10	0.000	-
1.8	ML	10	0.000	-
1.9	ML	9	0.000	-
2.0	ML	11	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.351	-	-	-	-
0.368	0.385	0.07	0.18	-
0.386	0.398	0.17	0.44	Escarif y Recomp
0.403	0.411	0.33	0.79	Escarif y Recomp
0.421	0.427	0.53	1.23	Escarif y Recomp
0.437	0.442	0.50	1.12	-
0.454	0.456	0.34	0.75	Mejoramiento
0.470	0.472	0.54	1.14	-
0.487	0.488	0.62	1.26	-
0.503	0.504	0.60	1.19	-
0.519	0.520	1.09	2.09	-
0.536	0.537	1.19	2.22	-
0.552	0.553	1.44	2.80	-
0.568	0.569	1.41	2.47	-
0.585	0.585	1.67	2.86	-
0.600	0.600	1.79	2.98	-
0.615	0.615	2.28	3.72	-
0.629	0.630	2.22	3.52	-
0.644	0.644	2.34	3.64	-
0.659	0.659	2.26	3.42	-
0.674	0.674	2.85	4.23	-

Donde:  
 N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
 N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
 φ = Angulo de fricción  
 C = cohesión  
 E = Módulo de Elasticidad  
 γ = Densidad del suelo  
 q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
 F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

**DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO**

SONDAJE: **DPL-5**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
 UBICACIÓN : Km 11+200  
 ZONA : TERRAPLEN  
 ENSAYO : Penetración dinámica ligera

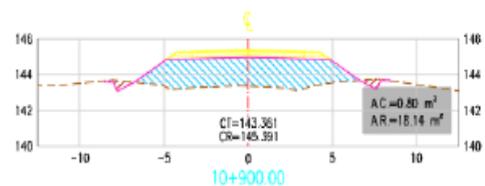
profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>SPT</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	0	0	SC	15.0	-	10.2	0.0	1.59	8.0	1.72
0.2	1	1	SC	19.5	-	13.3	10.0	1.59	8.0	1.72
0.3	2	2	SC	21.3	-	14.7	20.0	1.59	8.0	1.72
0.4	3	3	SM	22.7	-	15.7	30.0	1.49	8.0	1.61
0.5	2	2	SM	21.3	-	14.7	20.0	1.49	8.0	1.61
0.6	2	2	SM	21.3	-	14.7	20.0	1.49	8.0	1.61
0.7	2	2	SM	21.3	-	14.7	20.0	1.49	8.0	1.61
0.8	1	1	SM	19.5	-	13.3	10.0	1.49	8.0	1.61
0.9	1	1	SM	19.5	-	13.3	10.0	1.49	8.0	1.61
1.0	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.1	0	0	CL	-	0.00	-	-	1.34	8.0	1.45
1.2	0	0	CL	-	0.00	-	-	1.34	8.0	1.45
1.3	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.4	0	0	CL	-	0.00	-	-	1.34	8.0	1.45
1.5	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.6	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.7	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
1.8	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
1.9	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
2.0	3	3	CL	-	0.23	-	-	1.56	8.0	1.68

Carga de diseño vehicular: 5.6 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Espesor del Relleno y pavimento: 200 cm  
 Densidad del Relleno y Pavimento: 1.9 g/cm<sup>3</sup>

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	SC	-	0.000	-
0.1	SC	0	0.000	-
0.2	SC	1	0.000	-
0.3	SC	2	0.000	-
0.4	SM	3	0.000	-
0.5	SM	2	0.000	-
0.6	SM	2	0.000	-
0.7	SM	2	0.000	-
0.8	SM	1	0.000	-
0.9	SM	1	0.000	-
1.0	CL	1	0.000	-
1.1	CL	0	0.000	-
1.2	CL	0	0.000	-
1.3	CL	1	0.000	-
1.4	CL	0	0.000	-
1.5	CL	1	0.000	-
1.6	CL	1	0.000	-
1.7	CL	2	0.000	-
1.8	CL	2	0.000	-
1.9	CL	2	0.000	-
2.0	CL	3	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.380	-	-	-	-
0.397	0.397	0.03	0.08	Escarif y Recomp
0.414	0.414	0.10	0.24	Escarif y Recomp
0.432	0.432	0.18	0.42	Escarif y Recomp
0.448	0.448	0.27	0.60	Mejoramiento
0.464	0.464	0.28	0.60	Mejoramiento
0.480	0.480	0.33	0.70	Mejoramiento
0.496	0.496	0.39	0.79	Mejoramiento
0.512	0.512	0.36	0.70	Mejoramiento
0.528	0.528	0.40	0.76	Mejoramiento
0.543	0.543	0.20	0.37	Mejoramiento
0.557	0.557	0.05	0.10	Mejoramiento
0.572	0.572	0.06	0.10	Mejoramiento
0.586	0.586	0.22	0.37	Mejoramiento
0.601	0.601	0.07	0.11	Mejoramiento
0.615	0.615	0.23	0.37	Mejoramiento
0.630	0.630	0.23	0.37	Mejoramiento
0.646	0.646	0.40	0.62	Mejoramiento
0.662	0.662	0.40	0.61	Mejoramiento
0.678	0.678	0.41	0.60	Mejoramiento
0.694	0.694	0.57	0.82	Mejoramiento

Donde:  
 N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
 N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
 φ = Angulo de fricción  
 c = cohesión  
 E = Módulo de Elasticidad  
 γ = Densidad del suelo  
 q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
 F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

**DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO**

SONDAJE: **DPL-28**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
 UBICACIÓN : Km 14+700  
 ZONA : SUELO REFORZADO  
 ENSAYO : Penetración dinámica ligera

profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm2)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
0.2	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
0.3	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.4	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.5	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.6	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
0.7	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
0.8	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
0.9	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.0	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
1.1	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.2	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.3	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.4	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.5	1	1	CH	-	0.07	-	-	1.32	10.0	1.45
1.6	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.7	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.8	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.45	10.0	1.60
1.9	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.68
2.0	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.53	10.0	1.68

Carga de diseño vehicular: **5.6 Kg/cm<sup>2</sup>**  
 Espesor del Relleno y pavimento: **410 cm**  
 Densidad del Relleno y Pavimento: **1.96 g/cm<sup>3</sup>**

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.0	CH	-	0.000	-	0.800	-	-	-	-
0.1	CH	2	0.000	-	0.816	0.816	0.31	0.38	Escarif y Recomp
0.2	CH	2	0.000	-	0.832	0.832	0.32	0.38	Escarif y Recomp
0.3	CH	1	0.000	-	0.848	0.848	0.17	0.20	Escarif y Recomp
0.4	CH	1	0.000	-	0.861	0.861	0.17	0.20	Mejoramiento
0.5	CH	1	0.000	-	0.875	0.875	0.18	0.20	Mejoramiento
0.6	CH	1	0.000	-	0.890	0.890	0.18	0.21	Mejoramiento
0.7	CH	2	0.000	-	0.906	0.906	0.34	0.38	Mejoramiento
0.8	CH	2	0.000	-	0.922	0.922	0.35	0.38	Mejoramiento
0.9	CH	2	0.000	-	0.938	0.938	0.36	0.38	Mejoramiento
1.0	CH	1	0.000	-	0.952	0.952	0.20	0.21	Mejoramiento
1.1	CH	2	0.000	-	0.968	0.968	0.37	0.38	Mejoramiento
1.2	CH	2	0.000	-	0.984	0.984	0.37	0.38	Mejoramiento
1.3	CH	2	0.000	-	1.000	1.000	0.38	0.38	Mejoramiento
1.4	CH	2	0.000	-	1.016	1.016	0.38	0.38	Mejoramiento
1.5	CH	1	0.000	-	1.031	1.031	0.23	0.22	Mejoramiento
1.6	CH	2	0.000	-	1.047	1.047	0.39	0.37	Mejoramiento
1.7	CH	2	0.000	-	1.063	1.063	0.40	0.37	Mejoramiento
1.8	CH	2	0.000	-	1.079	1.079	0.40	0.37	Mejoramiento
1.9	CH	3	0.000	-	1.095	1.095	0.57	0.52	Mejoramiento
2.0	CH	3	0.000	-	1.112	1.112	0.57	0.51	Mejoramiento

Donde:  
 N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
 N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
 φ = Angulo de fricción  
 C = cohesión  
 E = Módulo de Elasticidad  
 γ = Densidad del suelo  
 q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
 F.S. = Factor de Seguridad (3.0)

VERSION: 3.1

DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO

SONDAJE: **DPL-17**

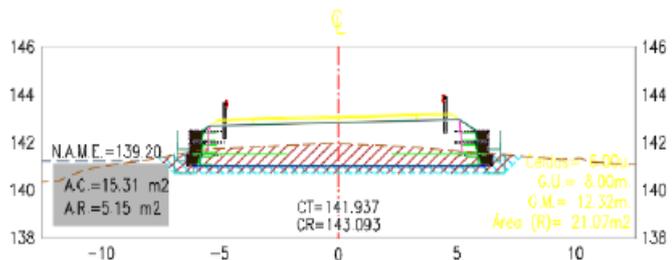
PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
UBICACIÓN : Km 15+600  
ZONA : SUELO REFORZADO  
ENSAYO : Penetración dinámica ligera

profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm2)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.56	8.0	1.68
0.2	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.3	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
0.4	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.5	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
0.6	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.7	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.8	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
0.9	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.0	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.1	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
1.2	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
1.3	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.70	8.0	1.84
1.4	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
1.5	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.6	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.7	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.8	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.9	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.70	8.0	1.84
2.0	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.70	8.0	1.84

Carga de diseño vehicular: 5.6 Kg/cm<sup>2</sup>  
Espesor del Relleno y pavimento: 220 cm  
Densidad del Relleno y Pavimento: 1.9 g/cm<sup>3</sup>

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.0	CH	-	0.000	-	0.418	-	-	-	-
0.1	CH	3	0.000	-	0.435	0.435	0.47	1.07	-
0.2	CH	4	0.000	-	0.452	0.452	0.63	1.38	-
0.3	CH	2	0.000	-	0.468	0.468	0.32	0.69	Escarif y Recomp
0.4	CH	4	0.000	-	0.486	0.486	0.64	1.31	-
0.5	CH	2	0.000	-	0.502	0.502	0.33	0.66	Mejoramiento
0.6	CH	4	0.000	-	0.520	0.520	0.65	1.25	-
0.7	CH	4	0.000	-	0.537	0.537	0.66	1.22	-
0.8	CH	5	0.000	-	0.555	0.555	0.82	1.47	-
0.9	CH	5	0.000	-	0.573	0.573	0.82	1.43	-
1.0	CH	5	0.000	-	0.591	0.591	0.83	1.40	-
1.1	CH	4	0.000	-	0.609	0.609	0.68	1.11	-
1.2	CH	4	0.000	-	0.626	0.626	0.68	1.09	-
1.3	CH	6	0.000	-	0.645	0.645	1.00	1.55	-
1.4	CH	4	0.000	-	0.662	0.662	0.70	1.05	-
1.5	CH	5	0.000	-	0.680	0.680	0.86	1.26	-
1.6	CH	5	0.000	-	0.698	0.698	0.86	1.24	-
1.7	CH	5	0.000	-	0.716	0.716	0.87	1.21	-
1.8	CH	5	0.000	-	0.734	0.734	0.88	1.19	-
1.9	CH	6	0.000	-	0.753	0.753	1.04	1.38	-
2.0	CH	6	0.000	-	0.771	0.771	1.04	1.35	-

Donde:  
N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
φ = Angulo de fricción  
C = cohesión  
E = Módulo de Elasticidad  
γ = Densidad del suelo  
q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



VERSION: 3.1

**DETERMINACION DE PARAMETROS FISICO MECANICOS  
Y CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FUNDACION PARA ESTIMAR LA PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO**

SONDAJE: **DPL-26**

PROYECTO : Evaluación Geotécnica para el Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"  
 UBICACIÓN : Km 17+540  
 ZONA : TERRAPLEN  
 ENSAYO : Penetración dinámica ligera

profundidad	N <sub>DPL</sub>	N <sub>(SPT)</sub>	Material	φ	c	φ (falla local)	E(Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (g/cm <sup>3</sup> ) Seco	humedad (%)	γ (g/cm <sup>3</sup> ) natural
0.1	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
0.2	0	0	CL	-	0.00	-	-	1.34	8.0	1.45
0.3	0	0	CL	-	0.00	-	-	1.34	8.0	1.45
0.4	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
0.5	0	0	CL	-	0.00	-	-	1.34	8.0	1.45
0.6	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
0.7	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
0.8	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
0.9	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.0	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
1.1	3	3	CL	-	0.23	-	-	1.56	8.0	1.68
1.2	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.3	3	3	CL	-	0.23	-	-	1.56	8.0	1.68
1.4	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.5	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.6	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
1.7	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.8	1	1	CL	-	0.07	-	-	1.34	8.0	1.45
1.9	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
2.0	2	2	CL	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60

Carga de diseño vehicular: 5.6 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Espesor del Relleno y pavimento: 300 cm  
 Densidad del Relleno y Pavimento: 1.9 g/cm<sup>3</sup>

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo efectivo (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	CL	-	0.000	-
0.1	CL	2	0.000	-
0.2	CL	0	0.000	-
0.3	CL	0	0.000	-
0.4	CL	1	0.000	-
0.5	CL	0	0.000	-
0.6	CL	1	0.000	-
0.7	CL	2	0.000	-
0.8	CL	1	0.000	-
0.9	CL	1	0.000	-
1.0	CL	2	0.000	-
1.1	CL	3	0.000	-
1.2	CL	1	0.000	-
1.3	CL	3	0.000	-
1.4	CL	1	0.000	-
1.5	CL	1	0.000	-
1.6	CL	2	0.000	-
1.7	CL	1	0.000	-
1.8	CL	1	0.000	-
1.9	CL	2	0.000	-
2.0	CL	2	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga total (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.570	-	-	-	-
0.586	0.586	0.31	0.53	Escarif y Recomp
0.601	0.601	0.01	0.02	Escarif y Recomp
0.615	0.615	0.01	0.02	Escarif y Recomp
0.630	0.630	0.17	0.27	Mejoramiento
0.644	0.644	0.02	0.04	Mejoramiento
0.659	0.659	0.18	0.28	Mejoramiento
0.675	0.675	0.34	0.51	Mejoramiento
0.689	0.689	0.19	0.28	Mejoramiento
0.704	0.704	0.20	0.28	Mejoramiento
0.720	0.720	0.36	0.50	Mejoramiento
0.736	0.736	0.52	0.71	Mejoramiento
0.751	0.751	0.21	0.28	Mejoramiento
0.768	0.768	0.53	0.69	Mejoramiento
0.782	0.782	0.22	0.28	Mejoramiento
0.797	0.797	0.23	0.28	Mejoramiento
0.813	0.813	0.39	0.48	Mejoramiento
0.827	0.827	0.24	0.28	Mejoramiento
0.842	0.842	0.24	0.29	Mejoramiento
0.858	0.858	0.41	0.48	Mejoramiento
0.874	0.874	0.41	0.47	Mejoramiento

Donde:  
 N<sub>DPL</sub> = N determinado en el ensayo DPL  
 N<sub>SPT</sub> = N correlacionado al ensayo SPT  
 φ = Angulo de fricción  
 c = cohesión  
 E = Módulo de Elasticidad  
 γ = Densidad del suelo  
 q<sub>ult</sub> = Capacidad ultima del suelo de fundación  
 F.S. = Factor de Seguridad (3.0)

## **DISEÑO DE REFUERZO DE GEOMALLA**

**CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO**

CODIGO DEL PROYECTO: HSA 19034

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 1+240 - Km 1+960

ALTURA DE RELLENO: 4.60m

Capacidad Admisible del Suelo Natural	$q_{adm}$	=	0.80	Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho de la cimentación	B	=	10.00	m
Profundidad de la cimentación	$D_f$	=	0.80	m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	$\gamma_m$	=	1.60	g/cm <sup>3</sup>

**DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO REFORZADO**  
Geomalla de Refuerzo

Presión por carga sobre suelo reforzado	$q_R$	=	1.05	Kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo	d	<	6.67	m
	d	=	0.25	m
Separación vertical entre centros de refuerzos	$\Delta H$	=	0.5	m
Número de capas de refuerzo	N	=	4	

Cálculo de la fuerza en la geomalla:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[ q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \quad (\text{kN/m})$$

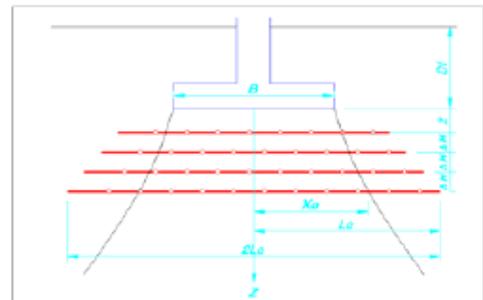
N° Capa	$(q_R/N)(q_R/q_0 - 1)$	z (m)	z/B	$A_1$	$A_2$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(N)}$
1	0.063	0.3	0.03	0.345	0.289	3.301	20.63
2	0.063	0.8	0.08	0.345	0.289	3.301	20.63
3	0.063	1.3	0.13	0.345	0.289	3.301	20.63
4	0.063	1.8	0.18	0.345	0.289	3.301	20.63
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de la resistencia por fricción de la geomalla:

$$F_R = 2 \tan \phi_v (LDR) \left[ A_1 B q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_0 - X_0) (z + D_f) \right] \quad (\text{kN/m})$$

Ángulo de fricción tirante - suelo	$\phi_v$	=	21.08	°
Razón de densidad lineal	LDR	=	0.75	
Factor de seguridad contra zafadura del tirante	$FS_{(F)}$	=	2.0	

Cantidad	Número de Capas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$2 \tan \phi_v (LDR)$	0.578	0.578	0.578	0.578	-	-	-	-	-	-
$A_1$	0.110	0.110	0.110	0.110	-	-	-	-	-	-
$A_1 B q_0 (q_R/q_0)$	115.0	115.0	115.0	115.0	-	-	-	-	-	-
z (m)	0.3	0.8	1.3	1.8	-	-	-	-	-	-
z / B	0.03	0.08	0.13	0.18	-	-	-	-	-	-
$L_0$ (m)	8.03	8.03	8.03	8.03	-	-	-	-	-	-
$X_0$ (m)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$L_0 - X_0$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	-	-	-	-	-	-
$z + D_f$ (m)	1.1	1.6	2.1	2.6	-	-	-	-	-	-
$\gamma (z + D_f)$	16.8	24.8	32.8	40.8	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_0 - X_0) (z + D_f)$	33.5	49.5	65.4	81.4	-	-	-	-	-	-
$F_R$ (kN/m)	85.9	95.1	104.3	113.5	-	-	-	-	-	-
$FS_{(F)} = F_R / T_{(N)}$	4.16	4.61	5.06	5.50	-	-	-	-	-	-
	OK!	OK!	OK!	OK!	-	-	-	-	-	-
$L_0$ (m)/(FS determinado)	3.44	4.28	4.71	4.97	-	-	-	-	-	-
$L_0$ (m)/(mínimo)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_0 - X_0) (z + D_f)$	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-	-
$F_R$ (kN/m)	66.5	66.5	66.5	66.5	-	-	-	-	-	-
$FS_{(F)} = F_R / T_{(N)}$	3.22	3.22	3.22	3.22	-	-	-	-	-	-



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 1+240 - Km 1+960

ALTURA DE RELLENO: 4.60m

Cálculo de la resistencia por rotura de la geomalla:

$$FS_{(B)} = \frac{(LDF)(T_{adm})}{T_{(N)}} \quad (\text{mm})$$

Resistencia al 5% deformación de la geomalla  $T_{5\%} = 90$  kN/m  
 Factor de reducción por daños de instalación  $FR_{ID} = 1.2$   
 Factor de reducción por fluencia  $FR_{FL} = 2.00$   
 Factor de reducción por degradación química y biológica  $FR_{DOB} = 1.10$   
 Resistencia a la tracción disponible de la geomalla  $T_{adm} = 34.09$  kN/m

N° Capa	$T_{(N)}$	$FS_{(B)}$	
1	20.63	1.24	OK!
2	20.63	1.24	OK!
3	20.63	1.24	OK!
4	20.63	1.24	OK!
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-
10	-	-	-

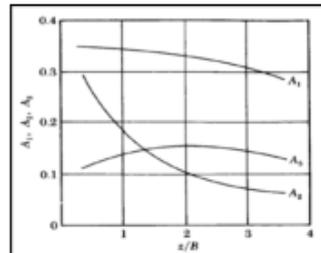
Resumen del diseño

Se recomienda el siguiente diseño:

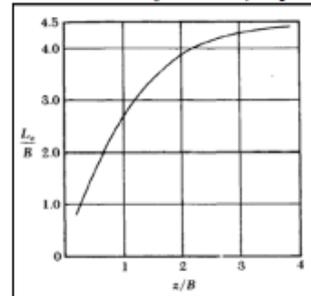
N° Capa	Longitud mínima del refuerzo, $2L_o$ (m)	
	Cálculo	Ajustado
1	16.1	12.1
2	16.1	12.1
3	16.1	12.1
4	16.1	12.1
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

- Espesor de mejoramiento  $e = 1.8$  m
- Longitud mínima del refuerzo a instalar  $2L_o = 12.1$  m
- Longitud máxima del refuerzo a instalar  $2L_o = 16.1$  m
- Longitud Asumida del refuerzo a instalar  $2L_o = 13.0$  m
- Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo :  $d = 0.25$  m
- Separación vertical entre centros de refuerzos :  $\Delta H = 0.50$  m
- Tipo de Geomalla :  $\phi_u = 21.075^\circ$  ;  $TS\% = 90$  kN/m

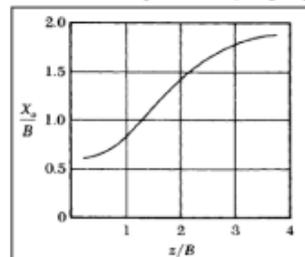
Variación de  $A_1$ ,  $A_2$  y  $A_3$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $L_z/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $X_z/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 2+460 - 3+320

ALTURA DE RELLENO: 4m

Capacidad Admisible del Suelo Natural	$q_{adm}$	=	0.60	Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho de la cimentación	B	=	10.00	m
Profundidad de la cimentación	$D_f$	=	1.00	m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	$\gamma_m$	=	1.60	g/cm <sup>3</sup>

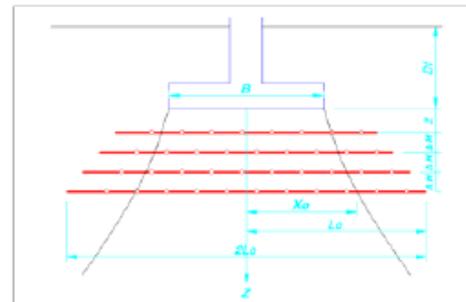
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO REFORZADO  
Geomalla de Refuerzo

Presión por carga sobre suelo reforzado	$q_R$	=	0.90	Kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo	d	<	6.67	m
Separación vertical entre centros de refuerzos	$\Delta H$	=	0.5	m
Número de capas de refuerzo	N	=	4	

Cálculo de la fuerza en la geomalla:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[ q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \quad (\text{kN/m})$$

N° Capa	$(q_R/N)(q_0/q_s - 1)$	z (m)	z/B	$A_1$	$A_2$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(N)}$
1	0.075	0.3	0.03	0.345	0.289	3.301	24.76
2	0.075	0.8	0.08	0.345	0.289	3.301	24.76
3	0.075	1.3	0.13	0.345	0.289	3.301	24.76
4	0.075	1.8	0.18	0.345	0.289	3.301	24.76
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-



Cálculo de la resistencia por fricción de la geomalla:

$$F_R = 2 \tan \phi_u (LDR) \left[ A_2 B q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_o - X_o) (z + D_f) \right] \quad (\text{kN/m})$$

Ángulo de fricción tirante - suelo	$\phi_u$	=	21.08	°
Razón de densidad lineal	LDR	=	0.75	
Factor de seguridad contra zafadura del tirante	$FS_{(p)}$	=	2.0	

Cantidad	Número de Capas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$2 \tan \phi_u (LDR)$	0.578	0.578	0.578	0.578	-	-	-	-	-	-
$A_2$	0.110	0.110	0.110	0.110	-	-	-	-	-	-
$A_2 B q_0 (q_0/q_s)$	98.6	98.6	98.6	98.6	-	-	-	-	-	-
z (m)	0.3	0.8	1.3	1.8	-	-	-	-	-	-
z/B	0.03	0.08	0.13	0.18	-	-	-	-	-	-
$L_o$ (m)	8.03	8.03	8.03	8.03	-	-	-	-	-	-
$X_o$ (m)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$L_o - X_o$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	-	-	-	-	-	-
$z + D_f$ (m)	1.3	1.8	2.3	2.8	-	-	-	-	-	-
$\gamma (z + D_f)$	20.0	28.0	36.0	44.0	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_o - X_o) (z + D_f)$	39.9	55.9	71.8	87.8	-	-	-	-	-	-
$F_R$ (kN/m)	80.1	89.3	98.5	107.7	-	-	-	-	-	-
$FS_{(p)} = F_R / T_{(N)}$	3.23	3.61	3.98	4.35	-	-	-	-	-	-
	OK!	OK!	OK!	OK!	-	-	-	-	-	-
$L_o$ (m)/(FS determinado)	5.39	5.57	5.68	5.74	-	-	-	-	-	-
$L_o$ (m)/(mínimo)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_o - X_o) (z + D_f)$	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-	-
$F_R$ (kN/m)	57.0	57.0	57.0	57.0	-	-	-	-	-	-
$FS_{(p)} = F_R / T_{(N)}$	2.30	2.30	2.30	2.30	-	-	-	-	-	-

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 2+460 - 3+320

ALTURA DE RELLENO: 4m

Cálculo de la resistencia por rotura de la geomalla:

$$FS_{(B)} = \frac{(LDF)(T_{adm})}{T_{(N)}} \quad (\text{mm})$$

Resistencia al 5% deformación de la geomalla  $T_{5t} = 90$  kN/m  
 Factor de reducción por daños de instalación  $FR_D = 1.2$   
 Factor de reducción por fluencia  $FR_n = 2.00$   
 Factor de reducción por degradación química y biol.  $FR_{DB} = 1.10$   
 Resistencia a la tracción disponible de la geomalla  $T_{adm} = 34.09$  kN/m

Nº Capa	$T_{(N)}$	$FS_{(B)}$	
1	24.76	1.03	OK!
2	24.76	1.03	OK!
3	24.76	1.03	OK!
4	24.76	1.03	OK!
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-
10	-	-	-

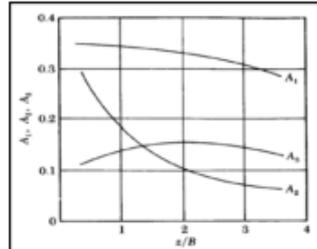
Resumen del diseño

Se recomienda el siguiente diseño:

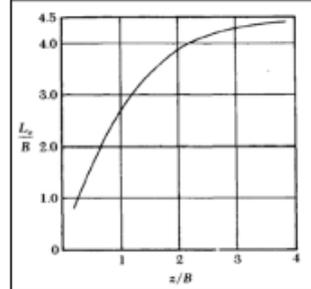
Nº Capa	Longitud mínima del refuerzo, $2L_o$ (m)	
	Cálculo	Ajustado
1	16.1	12.1
2	16.1	12.1
3	16.1	12.1
4	16.1	12.1
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

- Espesor de mejoramiento  $e = 1.8$  m
- Longitud mínima del refuerzo a instalar  $2L_o = 12.1$  m
- Longitud máxima del refuerzo a instalar  $2L_o = 16.1$  m
- Longitud Asumida del refuerzo a instalar  $2L_o = 13.0$  m
- Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo :  $d = 0.25$  m
- Separación vertical entre centros de refuerzos :  $\Delta H = 0.50$  m
- Tipo de Geomalla :  $\phi u = 21.075^\circ$  ;  $TS\% = 90$  kN/m

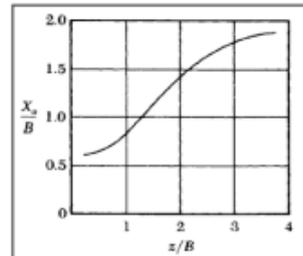
Variación de  $A_1$ ,  $A_2$  y  $A_3$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $L_z/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $X_z/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 3+420 - Km 3+540

ALTURA DE RELLENO: 3.4m

Capacidad Admisible del Suelo Natural	$q_{adm}$	=	0.63	Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho de la cimentación	B	=	10.00	m
Profundidad de la cimentación	$D_f$	=	1.00	m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	$\gamma_m$	=	1.60	g/cm <sup>3</sup>

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO REFORZADO  
Geomalla de Refuerzo

Presión por carga sobre suelo reforzado	$q_R$	=	0.83	Kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo	d	<	6.67	m
Separación vertical entre centros de refuerzos	$\Delta H$	=	0.5	m
Número de capas de refuerzo	N	=	3	

Cálculo de la fuerza en la geomalla:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[ q_R \left( \frac{q_R}{q_o} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \quad (\text{kN/m})$$

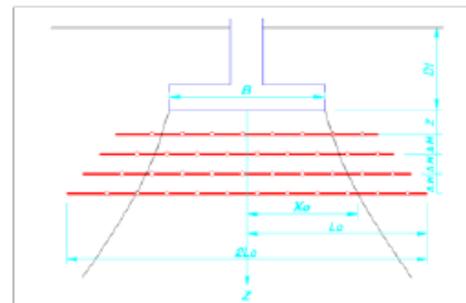
N° Capa	$(q_R/N)(q_R/q_o - 1)$	z (m)	z/B	$A_1$	$A_2$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(N)}$
1	0.067	0.3	0.03	0.345	0.289	3.301	22.01
2	0.067	0.8	0.08	0.345	0.289	3.301	22.01
3	0.067	1.3	0.13	0.345	0.289	3.301	22.01
4	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de la resistencia por fricción de la geomalla:

$$F_R = 2 \tan \phi_u (LDR) \left[ A_1 B q_o \left( \frac{q_R}{q_o} \right) + \gamma (L_o - X_o) (z + D_f) \right] \quad (\text{kN/m})$$

Ángulo de fricción tirante - suelo	$\phi_u$	=	21.08°
Razón de densidad lineal	LDR	=	0.75
Factor de seguridad contra zafadura del tirante	$FS_{(p)}$	=	2.0

Cantidad	Número de Capas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$2 \tan \phi_u (LDR)$	0.578	0.578	0.578	-	-	-	-	-	-	-
$A_1$	0.110	0.110	0.110	-	-	-	-	-	-	-
$A_1 B q_o (q_R/q_o)$	90.9	90.9	90.9	-	-	-	-	-	-	-
z (m)	0.3	0.8	1.3	-	-	-	-	-	-	-
z/B	0.03	0.08	0.13	-	-	-	-	-	-	-
$L_o$ (m)	8.03	8.03	8.03	-	-	-	-	-	-	-
$X_o$ (m)	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-	-
$L_o - X_o$ (m)	2.00	2.00	2.00	-	-	-	-	-	-	-
$z + D_f$ (m)	1.3	1.8	2.3	-	-	-	-	-	-	-
$\gamma (z + D_f)$	20.0	28.0	36.0	-	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_o - X_o) (z + D_f)$	39.9	55.9	71.8	-	-	-	-	-	-	-
$F_R$ (kN/m)	75.6	84.9	94.1	-	-	-	-	-	-	-
$FS_{(p)} = F_R / T_{(N)}$	3.44	3.86	4.28	-	-	-	-	-	-	-
	OK!	OK!	OK!	-	-	-	-	-	-	-
$L_o$ (m)/(FS determinado)	5.30	5.51	5.63	-	-	-	-	-	-	-
$L_o$ (m)/(mínimo)	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_o - X_o) (z + D_f)$	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-	-	-
$F_R$ (kN/m)	52.6	52.6	52.6	-	-	-	-	-	-	-
$FS_{(p)} = F_R / T_{(N)}$	2.39	2.39	2.39	-	-	-	-	-	-	-



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

CODIGO DEL PROYECTO: HSA 19034

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 3+420 - Km 3+540

ALTURA DE RELLENO: 3.4m

Cálculo de la resistencia por rotura de la geomalla:

$$FS_{(B)} = \frac{(LDF)(T_{adm})}{T_{(N)}} \quad (\text{mm})$$

Resistencia al 5% deformación de la geomalla  $T_{5\%} = 90 \text{ kN/m}$   
 Factor de reducción por daños de instalación  $FR_{DI} = 1.2$   
 Factor de reducción por fluencia  $FR_{FL} = 2.00$   
 Factor de reducción por degradación química y biol.  $FR_{DQB} = 1.10$   
 Resistencia a la tracción disponible de la geomalla  $T_{adm} = 34.09 \text{ kN/m}$

N° Capa	$T_{(N)}$	$FS_{(B)}$
1	22.01	1.16
2	22.01	1.16
3	22.01	1.16
4	-	-
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

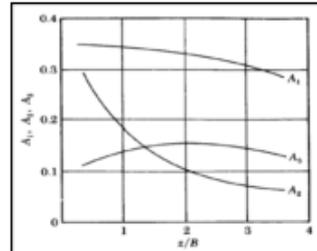
Resumen del diseño

Se recomienda el siguiente diseño:

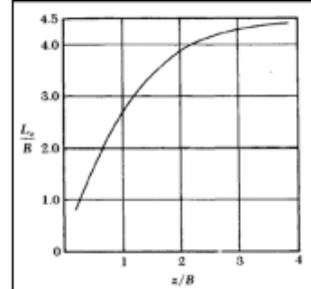
N° Capa	Longitud mínima del refuerzo, $2L_o$ (m)	
	Cálculo	Ajustado
1	16.1	12.1
2	16.1	12.1
3	16.1	12.1
4	-	-
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

- Espesor de mejoramiento  $e = 1.3 \text{ m}$
- Longitud mínima del refuerzo a instalar  $2L_o = 12.1 \text{ m}$
- Longitud máxima del refuerzo a instalar  $2L_o = 16.1 \text{ m}$
- Longitud Asumida del refuerzo a instalar  $2L_o = 13.0 \text{ m}$
- Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo :  $d = 0.25 \text{ m}$
- Separación vertical entre centros de refuerzos :  $\Delta H = 0.50 \text{ m}$
- Tipo de Geomalla :  $\phi u = 21.075\% ; T5\% = 90 \text{ kN/m}$

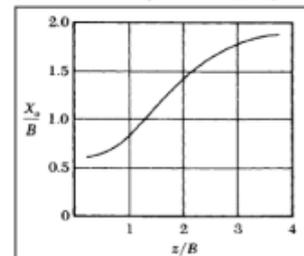
Variación de  $A_1, A_2$  y  $A_3$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $L_o/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $X_o/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

UBICACIÓN : Km 14+400 - Km 14+440

ALTURA DE RELLENO: 4.40m

Capacidad Admisible del Suelo Natural	$q_{adm}$	=	0.88	Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho de la cimentación	B	=	10.00	m
Profundidad de la cimentación	$D_f$	=	0.80	m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	$\gamma_m$	=	1.60	g/cm <sup>3</sup>

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO REFORZADO  
Geomalla de Refuerzo

Presión por carga sobre suelo reforzado	$q_R$	=	1.15	Kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo	d	<	6.67	m
Separación vertical entre centros de refuerzos	$\Delta H$	=	0.5	m
Número de capas de refuerzo	N	=	4	

Cálculo de la fuerza en la geomalla:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[ q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \quad (\text{kN/m})$$

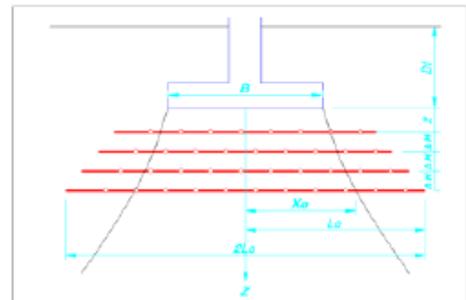
N° Capa	$(q_R/N)(q_m/q_0 - 1)$	z (m)	z/B	$A_1$	$A_2$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(N)}$
1	0.068	0.3	0.03	0.345	0.289	3.301	22.28
2	0.068	0.8	0.08	0.345	0.289	3.301	22.28
3	0.068	1.3	0.13	0.345	0.289	3.301	22.28
4	0.068	1.8	0.18	0.345	0.289	3.301	22.28
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de la resistencia por fricción de la geomalla:

$$F_B = 2 \tan \phi_s (LDR) \left[ A_3 B q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_0 - X_0) (z + D_f) \right] \quad (\text{kN/m})$$

Ángulo de fricción tirante - suelo	$\phi_s$	=	21.08	°
Razón de densidad lineal	LDR	=	0.75	
Factor de seguridad contra zafadura del tirante	$FS_{(T)}$	=	2.0	

Cantidad	Número de Capas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$2 \tan \phi_s (LDR)$	0.578	0.578	0.578	0.578	-	-	-	-	-	-
$A_3$	0.110	0.110	0.110	0.110	-	-	-	-	-	-
$A_3 B q_0 (q_m/q_0)$	126.0	126.0	126.0	126.0	-	-	-	-	-	-
z (m)	0.3	0.8	1.3	1.8	-	-	-	-	-	-
z/B	0.03	0.08	0.13	0.18	-	-	-	-	-	-
$L_0$ (m)	8.03	8.03	8.03	8.03	-	-	-	-	-	-
$X_0$ (m)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$L_0 - X_0$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	-	-	-	-	-	-
$z + D_f$ (m)	1.1	1.6	2.1	2.6	-	-	-	-	-	-
$\gamma (z + D_f)$	16.8	24.8	32.8	40.8	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_0 - X_0) (z + D_f)$	33.5	49.5	65.4	81.4	-	-	-	-	-	-
$F_B$ (kN/m)	92.2	101.4	110.7	119.9	-	-	-	-	-	-
$FS_{(T)} = F_B / T_{(N)}$	4.14	4.55	4.97	5.38	-	-	-	-	-	-
	OK!	OK!	OK!	OK!	-	-	-	-	-	-
$L_0$ (m)/(FS determinado)	3.13	4.07	4.55	4.84	-	-	-	-	-	-
$L_0$ (m)/(mínimo)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_0 - X_0) (z + D_f)$	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-	-
$F_B$ (kN/m)	72.8	72.8	72.8	72.8	-	-	-	-	-	-
$FS_{(T)} = F_B / T_{(N)}$	3.27	3.27	3.27	3.27	-	-	-	-	-	-



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 14+400 - Km 14+440

ALTURA DE RELLENO: 4.40m

Cálculo de la resistencia por rotura de la geomalla:

$$FS_{(B)} = \frac{(LDF)(T_{adm})}{T_{(N)}} \quad (\text{mm})$$

Resistencia al 5% deformación de la geomalla  $T_{5\%} = 90$  kN/m  
 Factor de reducción por daños de instalación  $FR_D = 1.2$   
 Factor de reducción por fluencia  $FR_f = 2.00$   
 Factor de reducción por degradación química y biol.  $FR_{DB} = 1.10$   
 Resistencia a la tracción disponible de la geomalla  $T_{adm} = 34.09$  kN/m

N° Capa	$T_{(N)}$	$FS_{(B)}$	
1	22.28	1.15	OK!
2	22.28	1.15	OK!
3	22.28	1.15	OK!
4	22.28	1.15	OK!
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-
10	-	-	-

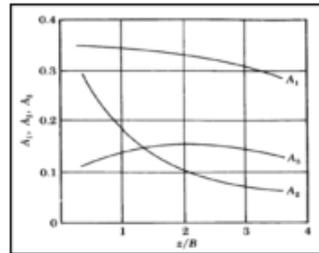
Resumen del diseño

Se recomienda el siguiente diseño:

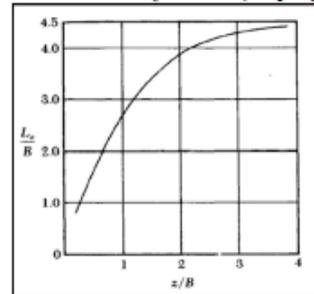
N° Capa	Longitud mínima del refuerzo, $2L_o$ (m)	
	Cálculo	Ajustado
1	16.1	12.1
2	16.1	12.1
3	16.1	12.1
4	16.1	12.1
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

- Espesor de mejoramiento  $e = 1.8$  m
- Longitud mínima del refuerzo a instalar  $2L_o = 12.1$  m
- Longitud máxima del refuerzo a instalar  $2L_o = 16.1$  m
- Longitud Asumida del refuerzo a instalar  $2L_o = 13.0$  m
- Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo :  $d = 0.25$  m
- Separación vertical entre centros de refuerzos :  $\Delta H = 0.50$  m
- Tipo de Geomalla :  $\phi_u = 21.075^\circ$  ;  $T_{5\%} = 90$  kN/m

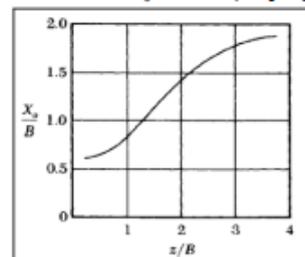
Variación de  $A_1$ ,  $A_2$  y  $A_3$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $L_w/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $X_w/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 17+260 - Km 17+340

ALTURA DE RELLENO: 3.00m

Capacidad Admisible del Suelo Natural	$q_{adm}$	=	0.50	Kg/cm <sup>2</sup>
Ancho de la cimentación	B	=	10.00	m
Profundidad de la cimentación	$D_f$	=	0.80	m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	$\gamma_m$	=	1.60	g/cm <sup>3</sup>

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO REFORZADO  
Geomalla de Refuerzo

Presión por carga sobre suelo reforzado	$q_R$	=	0.84	Kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo	d	<	6.67	m
	d	=	0.25	m
Separación vertical entre centros de refuerzos	$\Delta H$	=	0.5	m
Número de capas de refuerzo	N	=	5	

Cálculo de la fuerza en la geomalla:

$$T_{(z)} = \frac{1}{N} \left[ q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \quad (\text{kN/m})$$

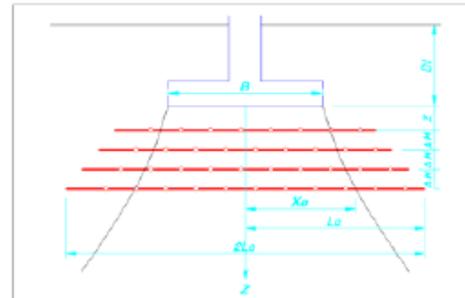
N° Capa	$(q_R/N)/(q_0/q_0 - 1)$	z (m)	z/B	$A_1$	$A_2$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(z)}$
1	0.068	0.3	0.03	0.345	0.289	3.301	22.45
2	0.068	0.8	0.08	0.345	0.289	3.301	22.45
3	0.068	1.3	0.13	0.345	0.289	3.301	22.45
4	0.068	1.8	0.18	0.345	0.289	3.301	22.45
5	0.068	2.3	0.23	0.345	0.289	3.301	22.45
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de la resistencia por fricción de la geomalla:

$$F_B = 2 \tan \phi_u (LDR) \left[ A_3 B q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_u - X_u) (z + D_f) \right] \quad (\text{kN/m})$$

Ángulo de fricción tirante - suelo	$\phi_u$	=	21.08	°
Razón de densidad lineal	LDR	=	0.75	
Factor de seguridad contra zafadura del tirante	$FS_{(p)}$	=	2.0	

Cantidad	Número de Capas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$2 \tan \phi_u (LDR)$	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578	-	-	-	-	-
$A_3$	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	-	-	-	-	-
$A_3 B q_0 (q_R/q_0)$	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	-	-	-	-	-
z (m)	0.3	0.8	1.3	1.8	2.3	-	-	-	-	-
z/B	0.03	0.08	0.13	0.18	0.23	-	-	-	-	-
$L_u$ (m)	8.03	8.03	8.03	8.03	8.79	-	-	-	-	-
$X_u$ (m)	6.04	6.04	6.04	6.04	6.05	-	-	-	-	-
$L_u - X_u$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.73	-	-	-	-	-
$z + D_f$ (m)	1.1	1.6	2.1	2.6	3.1	-	-	-	-	-
$\gamma (z + D_f)$	16.8	24.8	32.8	40.8	48.8	-	-	-	-	-
$\gamma (L_u - X_u) (z + D_f)$	33.5	49.5	65.4	81.4	133.3	-	-	-	-	-
$F_B$ (kN/m)	72.6	81.8	91.0	100.2	130.2	-	-	-	-	-
$FS_{(p)} = F_B / T_{(z)}$	3.23	3.64	4.06	4.47	5.80	-	-	-	-	-
	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	-	-	-	-	-
$L_u$ (m)/(FS determinado)	5.18	5.46	5.60	5.68	5.76	-	-	-	-	-
$L_u$ (m)/(mínimo)	6.04	6.04	6.04	6.04	6.05	-	-	-	-	-
$\gamma (L_u - X_u) (z + D_f)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-
$F_B$ (kN/m)	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	-	-	-	-	-
$FS_{(p)} = F_B / T_{(z)}$	2.37	2.37	2.37	2.37	2.37	-	-	-	-	-



CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CON SUELO REFORZADO

ARCHIVO N° : Cap admisible.xls

PROYECTO: Evaluación Geotécnica Proyecto "Mejoramiento de la Carretera Yurimaguas - Munichis"

UBICACIÓN : Km 17+260 - Km 17+340

ALTURA DE RELLENO: 3.00m

Cálculo de la resistencia por rotura de la geomalla:

$$FS_{z(B)} = \frac{(LDR)(T_{adm})}{T_{(N)}} \quad (\text{mm})$$

Resistencia al 5% deformación de la geomalla  $T_{5\%} = 90 \text{ kN/m}$   
 Factor de reducción por daños de instalación  $FR_{ID} = 1.2$   
 Factor de reducción por finencia  $FR_{fs} = 2.00$   
 Factor de reducción por degradación química y biol.  $FR_{oot} = 1.10$   
 Resistencia a la tracción disponible de la geomalla  $T_{adm} = 34.09 \text{ kN/m}$

Nº Capa	$T_{(N)}$	$FS_{(m)}$	
1	22.45	1.14	OK!
2	22.45	1.14	OK!
3	22.45	1.14	OK!
4	22.45	1.14	OK!
5	22.45	1.14	OK!
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-
10	-	-	-

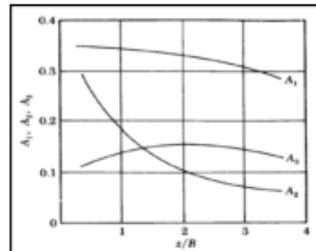
Resumen del diseño

Se recomienda el siguiente diseño:

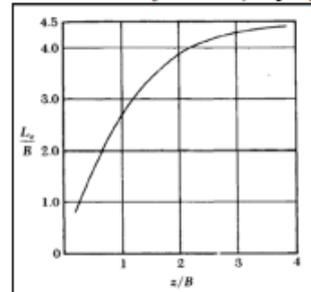
Nº Capa	Longitud mínima del refuerzo, $2L_o$ (m)	
	Cálculo	Ajustado
1	16.1	12.1
2	16.1	12.1
3	16.1	12.1
4	16.1	12.1
5	17.6	12.1
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

- Espesor de mejoramiento  $e = 2.3 \text{ m}$
- Longitud mínima del refuerzo a instalar  $2L_o = 12.1 \text{ m}$
- Longitud máxima del refuerzo a instalar  $2L_o = 17.6 \text{ m}$
- Longitud Asumida del refuerzo a instalar  $2L_o = 13.0 \text{ m}$
- Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo :  $d = 0.25 \text{ m}$
- Separación vertical entre centros de refuerzos :  $\Delta H = 0.50 \text{ m}$
- Tipo de Geomalla :  $\phi_u = 21.075^\circ ; T5\% = 90 \text{ kN/m}$

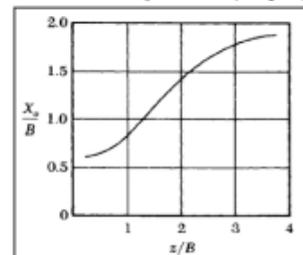
Variación de  $A_1, A_2$  y  $A_3$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $L_o/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de  $X_o/B$  con  $z/B$  (Binquet y Lee, 1975b)



# ENSAYOS DE CALICATA



**Foto N°01.** CALICATA 01 prog. km 1+380



**Foto N°02.** CALICATA 01 prog. km 1+380



**Foto N°03.** CALICATA 02 prog. km 2+200



**Foto N°04.** CALICATA 02 prog. km 2+200



**Foto N°05.** CALICATA 03 prog. km 5+600



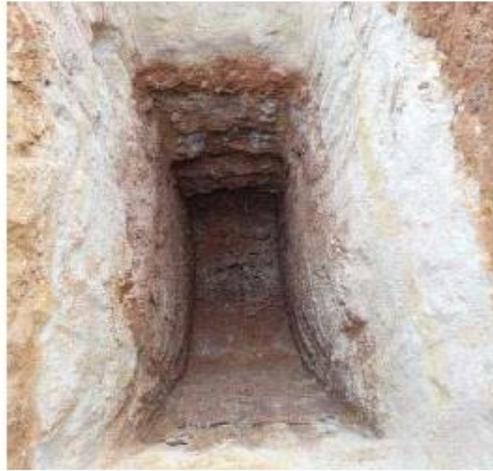
**Foto N°06.** CALICATA 03 prog. km 5+600



**Foto N°07.** CALICATA 04 prog. Km



**Foto N°08.** CALICATA prog. km



**Foto N°09.** CALICATA 05 prog. km 8+500



**Foto N°10.** CALICATA 05 prog. km 8+500



**Foto N°11.** CALICATA 06 prog. Km 9+750



**Foto N°12.** CALICATA 06 prog. Km 9+750



**Foto N°13. CALICATA 07 prog. Km 10+700**



**Foto N°14. CALICATA 07 prog. Km 10+700**



**Foto N°15. CALICATA 08 prog. Km 14+700**



**Foto N°16. CALICATA 08 prog. Km 14+700**



**Foto N°17. CALICATA 09 prog. km 16+500**



**Foto N°18. CALICATA 09 prog. km 16+500**



**Foto N°19. CALICATA 10 prog. Km 18+800**



**Foto N°20. CALICATA 10 prog. Km 18+800**

# ENSAYOS DE DPL



**Foto N°01. DPL 01 prog. km 6+480**



**Foto N°02. DPL 02 prog. Km 6+480**



**Foto N°03. DPL 03 prog. Km 9+000**



**Foto N°04. DPL 04 prog. Km 9+000**



**Foto N°05.** DPL 05 prog. km 11+200



**Foto N°06.** DPL 06 prog. Km 11+200



**Foto N°07.** DPL 07 prog. Km 1+500



**Foto N°08.** DPL 08 prog. Km 1+500



Foto N°09. DPL 09 prog. km 2+800

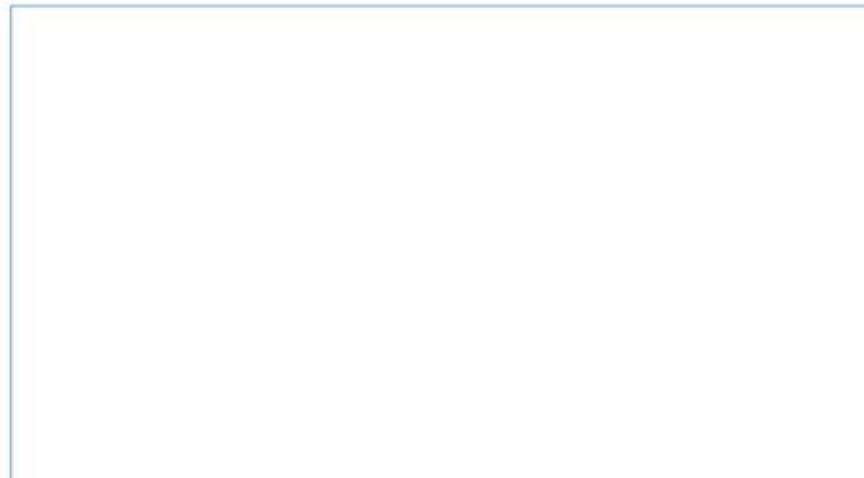


Foto N°10. DPL 10 prog. km 2+800



Foto N°11. DPL 11 prog. Km 2+500



Foto N°12. DPL 12 prog. Km 2+500



**Foto N°13.** DPL 13 prog. km 5+120



**Foto N°14.** DPL 14 prog. km 5+120



**Foto N°15.** DPL 15 prog. Km 10+700



**Foto N°16.** DPL 16 prog. Km 10+700



**Foto N°17.** DPL 17 prog. km 15+600



**Foto N°18.** DPL 18 prog. Km 15+620



**Foto N°19.** DPL 19 prog. Km 16+520



**Foto N°20.** DPL 20 prog. Km 16+900



**Foto N°21.** DPL 21 prog. km 16+900



**Foto N°22.** DPL 22 prog. Km 3+940



**Foto N°23.** DPL 23 prog. Km 16+520



**Foto N°24.** DPL 24 prog. Km 16+340