



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

La Universidad Católica de Loja

ÁREA TÉCNICA

TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL

**Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras obras
para el Instituto del Verbo Encarnado.**

TRABAJO DE FIN DE TITULACIÓN.

AUTOR: Alvarado Romero, Vanessa Thalía

DIRECTOR: Esparza Villalba, Carmen Antonieta, M.Sc.

LOJA – ECUADOR

2014

APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE FIN DE TITULACIÓN

Ingeniera.

Carmen Antonieta Esparza Villalba.

DOCENTE DE LA TITULACIÓN

De mi consideración:

El presente trabajo de fin de titulación: **Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras obras para el Instituto del Verbo Encarnado** realizado por **Alvarado Romero Vanessa Thalía**, ha sido orientado y revisado durante su ejecución, por cuanto se aprueba la presentación del mismo.

Loja, marzo de 2014

f) _____

Ing. Carmen Esparza Villalba M.Sc.

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

“Yo, **Alvarado Romero Vanessa Thalía** declaro ser autora del presente trabajo de fin de titulación: **Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras obras para el Instituto del Verbo Encarnado**, de la Titulación Ingeniero Civil siendo la Ingeniera Carmen Antonieta Esparza Villalba directora del presente trabajo; y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales. Además certifico que las ideas, conceptos, procedimientos y resultados vertidos en el presente trabajo investigativo, son de mi exclusiva responsabilidad.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”

f.

Autor: Vanessa Thalía Alvarado Romero

Cédula: **1103475743**

DEDICATORIA

A Dios por darme la vida y por estar conmigo en cada paso, como los pasos en la arena estuviste conmigo aunque yo no te viera, por iluminar mi mente y fortalecer mi corazón y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante toda esta etapa de mi vida.

A mis padres Marco y Olivia por haberme apoyado durante este largo camino para lograr esta meta planteada, por su ejemplo de fortaleza y amor para que aunque haya caído sepa levantarme y seguir adelante.

A mi hija Tamia, porque ella es el pilar fundamental de mi vida ya que sin su llegada no estaría por conseguir este objetivo de mi vida.

A mis hermanos Heidy, Marco, Cristhian, Jorge y Joe, a mis sobrinos Renato y Jorge Ignacio que me dieron su apoyo incondicional en cada uno de los momentos más difíciles de mi vida.

A mis tí@s, prim@s que con palabras de aliento han sabido llegar en el momento oportuno, y a todos quienes de una u otra manera han estado presentes en mi vida.

Vanessa

AGRADECIMIENTO

A mi familia que supieron apoyarme en cada uno de los pasos que seguí, a mi hija Tamia que me regaló su tiempo para llegar a culminar este camino.

Quiero expresar mi agradecimiento a la Escuela de Ingeniería Civil, por haberme dado la oportunidad de formarme en sus aulas, y a cada uno de los docentes que supieron compartir sus conocimientos y saberes para llegar al éxito propuesto.

A los ingenieros, Ángel Tapia Chávez y John Soto Luzuriaga, por su valiosa orientación en el desarrollo del presente trabajo investigativo.

De manera especial a la Ing. Carmen Esparza Villalba directora de mi tesis que con sus conocimientos y consejos ha ido mucho más allá que un docente sino como una amiga, gracias Carmita.

Al padre Javier Urquiza del Instituto del Verbo Encarnado que con bondad me facilitó la ayuda necesaria para que pudiera desarrollar el presente proyecto en las instalaciones del instituto.

A ustedes de todo corazón

Gracias

ÍNDICE DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE FIN DE TITULACIÓN	ii
DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS.....	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	viii
RESUMEN EJECUTIVO	1
ABSTRACT.....	2
1. GENERALIDADES	3
1.1. Introducción	4
1.2. Justificación	4
1.3. Objetivos	5
1.3.1. Objetivo general.....	5
1.3.2. Objetivos específicos.....	5
1.4. Ubicación	5
1.5. Metodología	6
2. DESARROLLO DEL MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. Parámetros Geotécnicos.....	9
2.1.1. Propiedades geotécnicas del suelo	9
2.1.2. Geología de la zona de estudio	14
2.1.3. Precipitación	15
2.1.4. Sondeos y ensayos de campo	16
2.1.5. Ensayos de laboratorio	17
2.2. Cimentaciones superficiales.....	18
2.2.1. Capacidad de carga última.	19
2.2.2. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi.....	21
2.2.3. Capacidad de carga admisible.....	24
2.2.4. Ecuación general de la capacidad de carga.....	25
2.3. Muros de contención	27
2.3.1. Dimensionamiento de muros de contención.	29
2.3.2. Teorías de presión lateral de tierra.	30
2.3.4. Estabilidad de muros de contención.	32
2.3.4.1. Revisión por volteo.....	33

2.3.4.2.	<i>Revisión por deslizamiento a lo largo de la base</i>	35
2.3.4.3.	<i>Revisión de la falla por capacidad de carga</i>	36
2.3.5.	Características geotécnicas.....	37
2.4.	Obras de drenaje	38
2.4.1.	Drenaje Subterráneo.	40
2.4.2.	Tipos de drenes.....	40
2.4.3.	Diseño de Subdrenes de Zanja.....	41
2.5.	Pavimentos	43
2.5.1.	Pavimento rígido: concepto.	44
2.5.2.	Funciones de las capas de un pavimento rígido.	45
2.5.3.	Diseño de espesor del pavimento rígido.	45
2.5.4.	Método simplificado de la Portland Cement Association (PCA).	46
2.5.5.	Las juntas.	48
3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	50
3.1	Características de los suelos encontrados en el área de estudio.	51
3.2	Efecto de los suelos arcillosos sobre las obras de ingeniería	51
3.3	Medidas de Mitigación.....	52
3.3.1	Diseño de obras de drenaje.....	53
3.3.2	Muro de contención	53
3.3.3	Profundidad y tipo de cimentación	55
3.3.4	Losa para cancha y parqueamiento	57
3.3.5	Propuesta de construcción de obras para el Instituto del Verbo Encarnado....	58
3.3.6	Presupuesto referencial de actividades.	59
	CONCLUSIONES	61
	RECOMENDACIONES	63
	ANEXOS.....	67
	ANEXO I.-ANEXO FOTOGRÁFICO	68
	ANEXO II.-PLANO TOPOGRÁFICO	70
	ANEXO III.-ENSAYOS DE LABORATORIO	71
	ANEXO IV.-DISEÑOS: MEDIDAS DE MITIGACIÓN	96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Características de los suelos	13
Tabla 2.2 Ensayos in situ sector El Carmen	16
Tabla 2.3. Factores de capacidad de carga de Terzaghi	22
Tabla 2.4 Factores modificados de capacidad de carga de Terzaghi.....	24
Tabla 2.5 Procedimiento para el cálculo de MR	34
Tabla 2.6 Características de los suelos de la zona de estudio.....	38
Tabla 3.2 Capacidad de carga última y esfuerzo transmitido al suelo.....	56

RESUMEN EJECUTIVO

Los problemas que se presentan en los suelos donde existe infraestructura (y la posibilidad de ampliación) obligan a profundizar en los análisis de los procesos geotécnicos para de esta manera optimizar los diseños y ofrecer medidas de mitigación para contrarrestar los efectos de la naturaleza.

El presente proyecto es un estudio de los problemas existentes en el sector El Carmen en las instalaciones del Instituto del Verbo Encarnado, en donde se realizó una evaluación de la infraestructura existente y se propone medidas de mitigación necesarias.

Se realizaron un conjunto de actividades encaminadas a obtener los parámetros geotécnicos como es la capacidad portante del suelo, recopilación de información geológica, además del levantamiento topográfico del sector; con la información obtenida y procesada se presentan los diseños de las obras y medidas de mitigación.

Las medidas de mitigación propuestas son la construcción de obras de drenaje, construcción de un muro de contención a gravedad y una propuesta de cimentación con plintos aislados para la ampliación de obras. En el proyecto también se contempla el diseño de la losa para cancha y estacionamiento.

PALABRAS CLAVES: suelos, características geotécnicas, mitigación, asentamientos, cimentación superficial, obras de drenaje, muro de contención, pavimento rígido.

ABSTRACT

The problems that are encountered in the soil where there is infrastructure (and the possibility of enlargement) require to deepen the analysis of geotechnical processes to optimize in this way the designs and provide mitigation measures to counteract the effects of the nature.

The present project is a study of the problems existing in the sector El Carmen at the facilities of the Institute of the Incarnate Word, where an assessment has been carried out on the existing infrastructure and proposes the necessary mitigation measures.

There was realized a set of activities aimed at obtaining the geotechnical parameters among which are the load-bearing capacity of the soil, collection of geological information, in addition to a topographic survey; with the information obtained and processed presents the designs of the works and mitigation measures.

The proposed mitigation measurements are the construction of drainage works, construction of a retaining wall to gravity and a proposal of foundation with isolated plinths for the expansion of works. The project also includes the design of the slab for court and parking.

KEY WORDS: soils, geotechnical characteristics, mitigation, settlements, shallow foundations, drainage, retaining wall, rigid pavement.

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

El Instituto del Verbo Encarnado (cuyo nombre es en honor al Misterio de la Encarnación del Hijo de Dios) es una congregación religiosa que tuvo sus comienzos en Argentina el 25 de marzo de 1984, y fue fundada por el padre Carlos Miguel Buela, cuyo fin específico es inculcar el Evangelio, prolongando la Encarnación en todo hombre y en todas las manifestaciones del hombre. El instituto está presente en 26 países de los cinco continentes, uno de esos países es Ecuador y en forma específica en la ciudad de Loja

Para poder cumplir con su fin el Instituto del Verbo Encarnado posee en el sector de El Carmen- Malacatos una propiedad en la cual ha construido una serie de obras que les permite realizar sus tareas apostólicas, que incluyen obras de caridad y trabajo con comunidades. Con el transcurso del tiempo dichas instalaciones han presentado una serie de problemas relacionados con asentamientos tanto en la infraestructura que posee así como en la parte destinada a la agricultura. Como consecuencia de ello el Instituto del Verbo Encarnado solicitó la colaboración de la Universidad Técnica Particular de Loja (UTPL) para la evaluación de las instalaciones; la UTPL en calidad de centro de Educación Superior y cuyo objetivo es la permanente vinculación con la sociedad, realiza una evaluación de las instalaciones a través del departamento de Geología y Minas e Ingeniería Civil, ya que una evaluación de la infraestructura existente y de las propiedades del suelo permite obtener los parámetros necesarios para proponer medidas de mitigación para mejorar la capacidad portante del suelo, y de esa manera dar soluciones efectivas e inmediatas a los problemas existentes en el sector.

Los ensayos realizados "in situ" (recolección de muestras, SPT) así como los de laboratorio (clasificación del suelo, ensayos resistencia al corte de los suelos) y topografía del lugar han permitido diseñar medidas de mitigación la zona afectada con asentamientos. Las propuestas presentadas consisten en la construcción de obras de drenaje que permitan evacuar las aguas que se filtran en el terreno, la construcción de un muro de contención al pie del talud (que es el lindero del terreno), y la propuesta de cimentación de acuerdo a la capacidad de soporte del suelo para la implantación de infraestructura prevista para el futuro.

1.2. Justificación

Los problemas que se presentan en los suelos, provocados por diferentes factores son uno

de los mayores desafíos de la ingeniería civil a ser tratados. No sólo porque el suelo se comporta de mil y un maneras diferentes, sino también porque las soluciones pueden ser de diversas formas y están sujetas a la experiencia y conocimiento de quién la trata.

La clasificación y caracterización de suelos, es uno de los primeros pasos a realizar en todo proyecto, entre mejor se conozcan los parámetros y comportamiento del suelo en un sitio, mejor se podrá diseñar y realizar proyectos de ingeniería (obra nueva, ampliaciones, remediaciones, medidas de mitigación, etc.), por lo que el conocimiento del terreno es uno de los primeros pasos para el posterior diseño de obras. Con lo expuesto anteriormente y acorde a las necesidades que posee el Instituto del Verbo Encarnado (como se ha descrito en la introducción) se plantea el proyecto “Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras obras para el Instituto del Verbo Encarnado” con el cual se pretende llegar a obtener los parámetros necesarios que permitan ofrecer medidas de mitigación y proponer prediseños de cimentación de futuras obras de ampliación que se encuentre interesado realizar el Instituto del Verbo Encarnado en sus instalaciones ubicadas en el sector de El Carmen.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general.

- ▶ Realizar una evaluación correcta de las obras existentes y proponer medidas de mitigación y de construcción en las instalaciones del Instituto del Verbo Encarnado ubicadas en el sector El Carmen de la parroquia Malacatos.

1.3.2. Objetivos específicos.

- ▶ Obtener de los parámetros geomecánicos del suelo - sitio de la investigación
- ▶ Proponer medidas de mitigación para las obras existentes.
- ▶ Seleccionar las alternativas más adecuadas para la cimentación de obras futuras.

1.4. Ubicación

El área de estudio se encuentra ubicada en el sector de El Carmen, parroquia Malacatos al

suroriente del cantón Loja, entre las coordenadas UTM 697957 este, 9532860 norte y con una altitud de 1551 msnm con un área de 3794.31 m²



Imagen 1.1 Imagen satelital de la zona de estudio

Fuente: Google earth



Imagen 1.2 Zona de estudio “Instalaciones del Instituto del Verbo Encarnado”

Fuente: La autora.

1.5. Metodología

El proyecto siguió una secuencia lógica para obtener cada uno de los elementos necesarios

para el diseño y propuesta de medidas de mitigación y de esa manera lograr los objetivos planteados. A continuación se detalla la metodología utilizada.

- Recopilación de información secundaria.
- Levantamiento topográfico del terreno
- Levantamiento de obras existentes
- Recopilación de información geológica
- Selección del área para estudio de suelo que incluye: proyección de estudios de campo
- Obtención de muestras.
- Ensayos de Laboratorio
- Procesamiento de datos obtenidos
- Obtención de parámetros geotécnicos y capacidad portante
- Pre-dimensionamiento de muro de contención
- Diseño de obras de drenaje
- Recomendaciones para profundidad y tipo de cimentación
- Pre-diseño de cancha y parqueamiento

2. DESARROLLO DEL MARCO TEÓRICO

2.1. Parámetros geotécnicos

El conocimiento del terreno es la clave y el fundamento de cualquier proyecto que se asiente en el terreno y lo utilice como elemento constructivo. Motivo por lo cual el conocimiento de los parámetros geotécnicos (estudios geotécnicos) es de suma importancia en cualquier estudio de ingeniería.

La Norma Ecuatoriana de Construcción en su capítulo de cimentaciones define a los estudios geotécnicos como “actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice el comportamiento adecuado de las estructura (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afección o daño a construcciones vecinas” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda Ecuador, 2013 pág. 5).

“Los parámetros geotécnicos, que son aquellos números (a veces se trata de calificaciones) que la técnica actual usa en mayor medida para describir el comportamiento del terreno” (Ministerio de Fomento, España, 2005, pág. 55).

Los reconocimientos geotécnicos y particularmente los ensayos de campo y laboratorio están destinados a determinar una serie de parámetros que después formarán parte importante del análisis y en los cálculos necesarios para el estudio de diversos problemas.

2.1.1. Propiedades geotécnicas del suelo

Las propiedades del suelo incluyen temas como distribución granulométrica, plasticidad, clasificación de los suelos, esfuerzo efectivo, consolidación y los parámetros de resistencia al cortante. Las propiedades y parámetros geotécnicos de mayor uso así como su obtención a través de los ensayos son los que se describen a continuación.

a) Granulometría

El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad de porcentaje de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. En el análisis mecánico se determina los porcentajes de roca, arena y arcilla que hay en cierta masa del suelo.

Para el conocimiento de la composición granulométrica de determinado suelo, existen diferentes procedimientos. Si la materia es granular el porcentaje de arena, grava, piedra pueden determinarse fácilmente mediante el empleo de tamices. En cambio si el suelo contiene un porcentaje apreciable de materia fina (limo, arcillas) que pasa por el tamiz 200, habrá que utilizar métodos basados en la sedimentación

Resultado del análisis granulométrico se obtiene la curva granulométrica que es la relación de los porcentajes de las proporciones de partículas obtenidas con el análisis de tamices y las encontradas con éste procedimiento, con respecto al total original. Se construye la curva en papel semilogaritmico en escala aritmética. Dibujada dicha curva se puede determinar los porcentajes de limo, arena, arcilla, etc.

De la curva granulométrica se pueden determinar dos parámetros: los coeficientes de uniformidad (C_u) y de curvatura (C_c), parámetros que permiten clasificar los suelos de acuerdo a su gradación.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes a las mallas por las que pasan el 10, 30 y 60% de las partículas respectivamente.

En función de los tamaños de partículas, D , los suelos se clasifican en:

Gravas	$D \geq 2 \text{ mm.}$
Arenas	$2 \text{ mm} > D > 0,08 \text{ mm.}$
Limos	$0,08 \text{ mm} \geq D > 0,002 \text{ mm.}$
Arcillas	$D \leq 0,002 \text{ mm.}$

b) Humedad y grado de saturación

La humedad de un terreno es el cociente entre el peso del agua y el peso del terreno seco la cual la expresamos en tanto por ciento. Cuando todos los poros de la estructura del suelo están llenos de agua la humedad correspondiente es la "humedad de saturación". Por

debajo del nivel freático el terreno suele estar saturado, mientras que en sus proximidades o por encima suele estar parcialmente saturado.

c) **Peso específico**

La palabra “densidad” se utiliza vulgarmente para denominar también el concepto de “peso específico”, pero en el sentido más estricto la densidad es la masa por unidad de volumen.

Los pesos específicos más usuales para cálculos geotécnicos son:

γ_d = peso específico seco, el cual es el grado de saturación nulo.

γ_{ap} = peso específico húmedo o aparente, correspondiente al estado de saturación que exista en el terreno.

γ_{sat} = peso específico saturado. Corresponde al estado de saturación total.

γ' = peso específico sumergido. Corresponde al peso específico virtual que el terreno saturado tendría inmerso en agua al descontar al peso de la muestra el empuje ascendente del agua.

d) **Plasticidad**

Algunos suelos al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia particular, que desde épocas antiguas se ha denominado plasticidad (Juarez, E. 2005). Estos cambios se deben a dos estados límites, denominados límites de Atterberg.

- ❖ **Límite plástico, LP:** humedad mínima del suelo en estado semisaturado que permite su moldeo sin que aparezcan grietas.

- ❖ **Límite líquido, LL:** humedad del suelo en estado saturado que le hace comportarse como un fluido viscoso.

La determinación de las humedades correspondientes a esos dos estados límite es un ensayo rutinario en todos los laboratorios de suelos.

El rango de humedades entre esos dos comportamientos se mide mediante el IP:

$$\text{Índice de plasticidad, } IP = LL - LP \quad (2.1)$$

Un determinado suelo arcilloso puede encontrarse con humedades variables entre esos dos estados límite o incluso más allá de cualquiera de ellos. La situación relativa de la humedad, w , respecto a esos estados límite se mide con los siguientes índices:

$$\text{Índice de fluidez} = IF = \frac{w-LP}{IP} \quad (2.2)$$

$$\text{Índice de consistencia} = IC = \frac{LL-w}{IP} \quad (2.3)$$

Estos datos asociados a suelos arcillosos permiten correlacionar propiedades e identificar los distintos tipos de suelos.

e) Clasificación de los suelos

“Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa” (Juarez, E. 2005, pág. 149)

Los sistemas de clasificación de suelos se basan en la división de grupos y subgrupos con base a propiedades comunes como son la granulometría, límite líquido y límite plástico. Actualmente se ha generalizado el uso de dos sistemas principales de clasificación el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el sistema SUCS (Unified Soil Classification System).

El primero se usa principalmente para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para la construcción, subrasantes y caminos de tipo granular, este sistema no se usa en la construcción de cimentaciones. Mientras que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) fue propuesto inicialmente por A. Casagrande en 1942 y después revisado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el Cuerpo de Ingenieros. Este sistema es el más extendido para la amplia variedad de problemas geotécnicos, y consiste en la utilización de símbolos y la combinación de los mismos que se usan para la identificación de los suelos.

Tabla 2.1 Características de los suelos

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcillas	Turbas y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja Plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

Fuente: Das, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones

Elaboración: La Autora

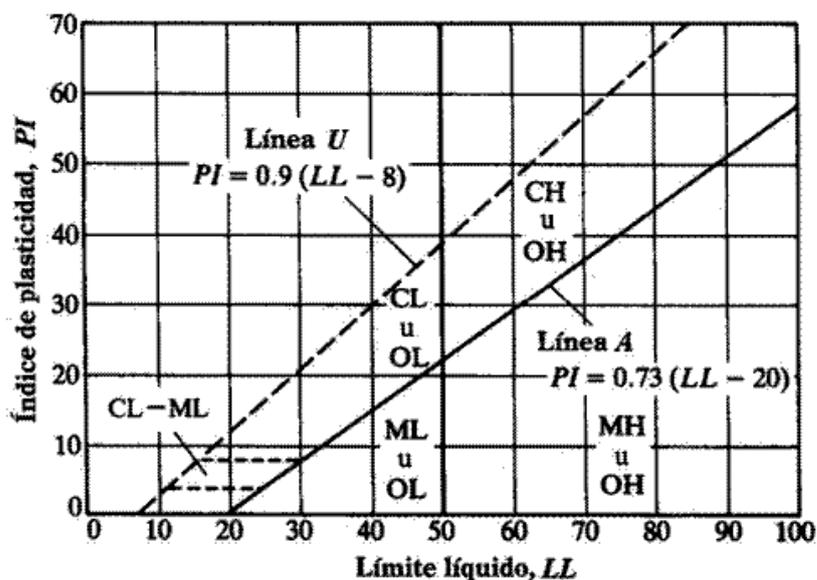


Figura 2.2. Carta de plasticidad de Casagrande

Fuente: Das, Braja Principios de Ingeniería de Cimentaciones

f) Resistencia del suelo al corte

La resistencia al corte de un suelo depende, entre otros factores, de las características de la carga. La resistencia al corte en términos del esfuerzo efectivo es:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{Criterio de falla de Mohr-Coulomb}) \quad (2.4)$$

donde σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

c' = cohesión, o cohesión aparente

ϕ' = ángulo de fricción del esfuerzo efectivo

El valor de c' para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a cero, para arcillas preconsolidadas, $c' > 0$.

Para los diferentes estudios y diseños de ingeniería se utilizan los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, los cuales se determinan mediante las pruebas de corte directo y la prueba triaxial.

Prueba triaxial.- El ensayo está especialmente indicado para conocer la resistencia y la deformabilidad del suelo ante distintos niveles de confinamiento. Se puede realizar con muestras de cualquier tipo de suelo ya sean alteradas o inalteradas. Es difícil, sin embargo, preparar probetas inalteradas de suelos granulares.

El ensayo se realiza con probetas de distinto tamaño, en la cual la altura es (2 – 3) veces el diámetro. El ensayo se puede realizar con o sin consolidación previa y rompiendo con el drenaje abierto o cerrado.

Existen diferentes tipos de ensayos:

- UU Sin consolidación previa y rotura sin drenaje.
- CU Con consolidación previa y rotura sin drenaje.
- CD Con consolidación previa y rotura con drenaje.

El objetivo de las pruebas triaxiales es la obtención los parámetros de resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas (ensayos UU) o drenadas (ensayos CU con medida de presiones intersticiales o ensayos CD).

Los resultados obtenidos de resistencia y deformación de suelos son aplicables al estudio de todos los problemas geotécnicos.

2.1.2. Geología de la zona de estudio

En toda la cuenca de Malacatos, los estratos tienen un buzamiento hacia el Este desde 15° a 40°. Localmente, para toda la Formación Santo Domingo, los buzamientos son especialmente más verticales y algunos filones de carbón están inclinados en 60° o más. En el conglomerado entre Taxiche y Malacatos se presentan plegamientos más importantes con una dirección de los ejes Norte-Noroeste.

El sistema montañoso fluvio - erosional, indica que la topografía de la zona de estudio presenta pendientes irregulares menores a 45°, resultando un terreno no muy accidentado y

que geológicamente está constituido por areniscas, arcillas, lutitas, filitas, pizarras, esquistos y conglomerados. (Freire, V. 2010)

2.1.3. Precipitación

En el Ecuador la entidad técnico- científica de la generación y difusión de la información hidrometeorológica es el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), el cual posee una red de estaciones meteorológicas ubicadas estratégicamente a lo largo y ancho del territorio nacional lo que permite contar con datos confiables para la elaboración de proyectos y estudios en los que se utilicen la información procesada.

Para el presente estudio se ha utilizado los datos generados en la estación agrometeorológica M033 “La Argelia” ya que ofrece un registro más continuo de datos de precipitación. Con los datos proporcionados de la estación La Argelia se ha determinado que la precipitación promedio mensual es de 76.63 mm y la precipitación promedio anual es de 919.59 mm en un período comprendido desde 1964 a 2010, los meses de mayor precipitación son los diciembre, enero, febrero, marzo y abril; los mismos que se reflejan en el gráfico 2.1

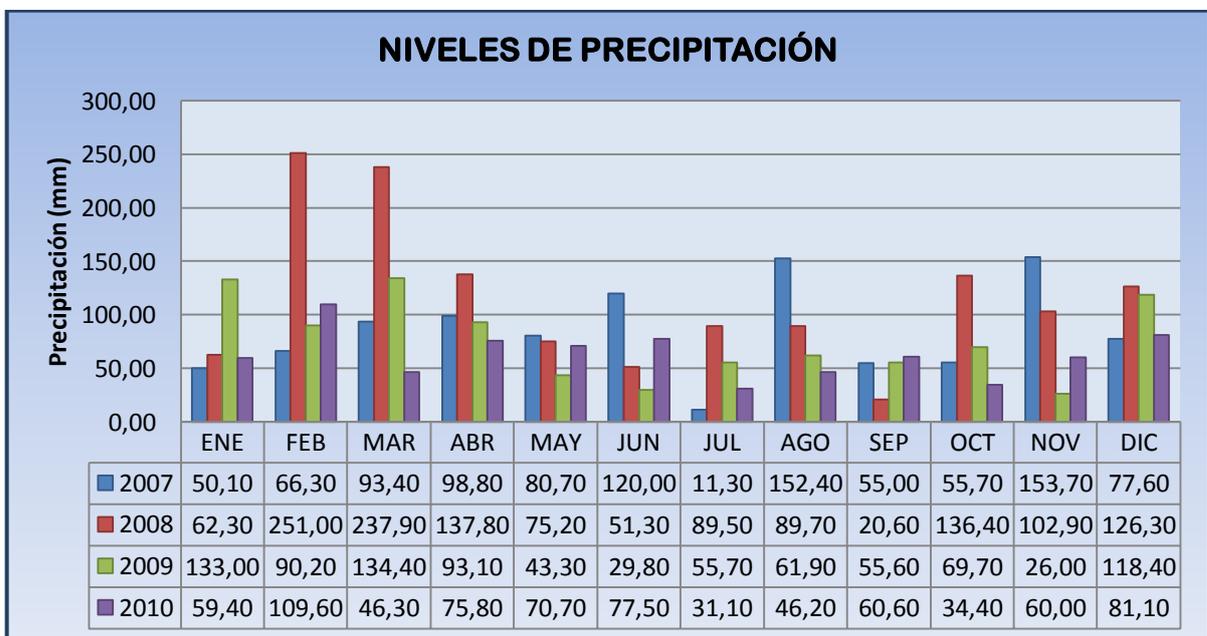


Gráfico 2.1 Niveles de precipitación comprendido entre los años 2007-2010

Fuente: Anuarios INAMHI estación La Argelia

Elaboración: La Autora

2.1.4. Sondeos y ensayos de campo

Se realizó dos sondeos, para conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. Para la prospección de campo se siguieron las normas descritas en la tabla 2.2:

Tabla 2.2 Ensayos in situ sector El Carmen

Nº	ENSAYO	NORMA
1	Penetración Estándar SPT	ASTM D-1586
2	Clasificación manual-visual del suelo	ASTM D-2488

Elaboración: La Autora

POZO 1

Se realizó el sondeo hasta una profundidad de 3m en donde no se detecta la presencia de nivel freático. Se encontraron arcillas inorgánicas de alta plasticidad CH en los estratos a 1m y 3m; a los 2m se presentan limos inorgánicos de baja plasticidad ML.

POZO 2

Se realizó el sondeo hasta una profundidad de 3.00 a 3.30 m en donde se detecta la presencia del nivel freático. Se encontraron arcillas inorgánicas de alta plasticidad CH a 1m del perfil y de los 2m a 3.30 m se presentan arcillas inorgánicas de baja plasticidad CL.

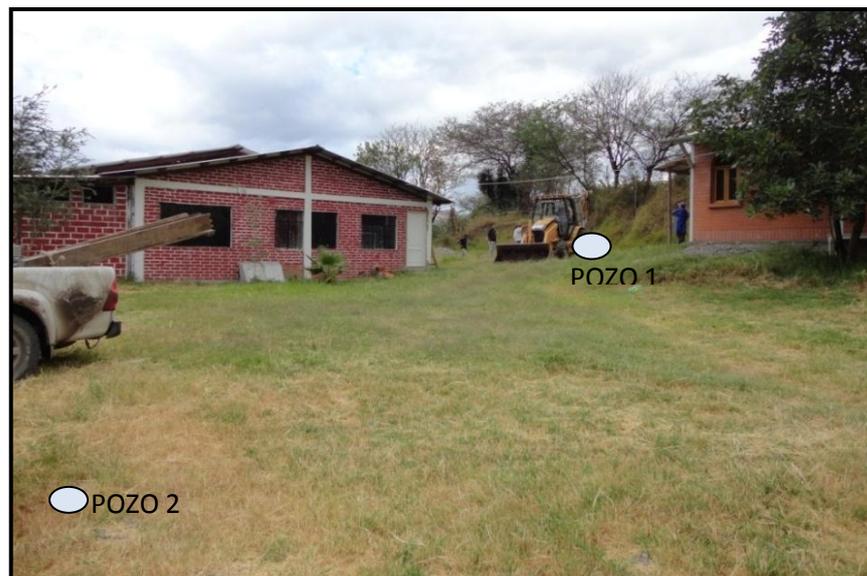


Imagen 2.1. Propiedad de Instituto del Verbo Encarnado ubicación de sondeos

Fuente: La autora.

2.1.5. Ensayos de laboratorio

Con las muestras obtenidas en el terreno se procede a su respectiva identificación y son transportadas con absoluta precaución al laboratorio de suelos de la Universidad Técnica Particular de Loja, donde se procedió a la ejecución de los ensayos de laboratorio los mismos que se detallan a continuación:

- Ensayo de límite líquido, límite plástico, y determinación de contenidos de humedad, en base a la Normas ASTM D 4318, AASHTO T-27.
- Ensayos de granulometría por tamizado, para determinar los porcentajes de suelos finos, arenas y gravas presentes en los estratos, en base a la norma ASTM-D 422.
- Clasificación de suelo: se las realiza en base a los límites de Atterberg, granulometría y contenido humedad, utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Ensayo de compresión triaxial, para la determinación de la cohesión, ángulo de fricción interna y densidad del suelo, en base a la norma ASTM –D 2850, ensayo UU.



Imagen 2.2 Ensayos de laboratorio. Límite líquido

Fuente: La autora.



Imagen 2.3 Muestra-probeta de ensayo Triaxial

Fuente: La autora.

2.2. Cimentaciones superficiales

La cimentación es uno de los elementos estructurales más importantes de toda ingeniería, cuya misión es transmitir las cargas de la obra al suelo distribuyéndolas de modo que no superen la presión admisible y de esta manera evitar que ocurra una falla lo cual produciría un riesgo en la infraestructura diseñada. El terreno donde se va a implantar una infraestructura debe brindar las mejores condiciones mecánicas para poder soportar los diferentes esfuerzos que se presentan, pero cuando esto no es posible habrá que buscar las soluciones técnicas necesarias para que cumpla con cada una de las especificaciones que requerirá la obra.

Las propiedades del suelo (cohesión, ángulo de fricción interna, peso específico), ubicación del nivel freático, así como el tipo de carga existente determinan el tipo de cimentación a ser utilizada. Las cimentaciones superficiales son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, las cuales reparten las cargas de la estructura a un plano de apoyo horizontal.

Para que una cimentación superficial cumpla satisfactoriamente su objetivo debe cumplir con dos características principales:

1. “La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta
2. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir un asentamiento excesivo” (Braja M. Das, 2006, p123).

Con estas consideraciones se calcula la capacidad de carga última, que junto con la homogeneidad del terreno permiten determinar qué tipo de cimentación se va a utilizar.

2.2.1. Capacidad de carga última.

La carga por unidad de área de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama capacidad de carga última.

Al cargar un suelo de fundación su superficie sufre asentamientos que se pueden graficar en función de la carga unitaria o presión media. Si el suelo es compacto la curva es como C_1 y la presión q_{d1} representa su **capacidad de carga**. Si el suelo es blando, curva C_2 , las deformaciones serán más importantes en función de la carga. La capacidad de carga en este caso no queda bien definida. Hay varias teorías para determinar, en este caso, el valor de q_d' ; una de ellas es establecer q_d' en forma gráfica como la intersección de dos tangentes: La inicial y el punto de donde la curva adquiere la máxima pendiente. Las curvas representadas se obtienen con ensayos de carga directa.

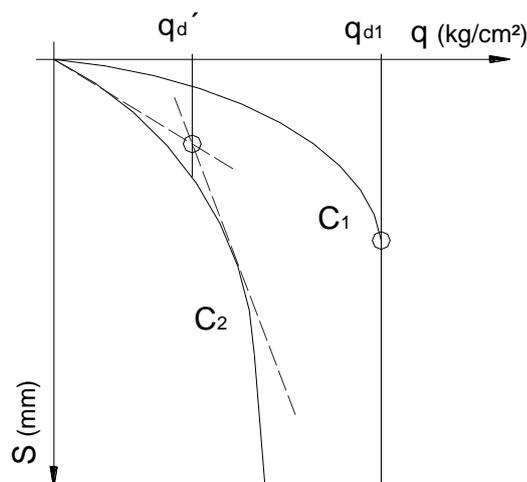


Figura 2.3 Capacidad de carga.

Fuente: Rodríguez, J. Curso Aplicado de Cimentaciones

Adaptado: La autora

La falla de la fundación supone asientos importantes, giro y vuelco de la estructura, según la estructura y el tipo de suelo la falla puede producirse de tres formas:

Por corte general: Se produce una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma a cierta distancia. Esta es la rotura típica de arenas densas y arcillas duras en condiciones de cargas rápidas sin drenaje.

Por punzonamiento: La cimentación se hunde cortando el terreno en su periferia con un desplazamiento aproximadamente vertical. Esto se da en materiales muy compresibles y poco resistentes.

Por corte local: Se plastifica el suelo en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin que lleguen a formarse superficies continuas de rotura hasta la superficie. Esto es típico en arcillas y limos blandos y en arenas medias a sueltas (Rodríguez J. 1994)

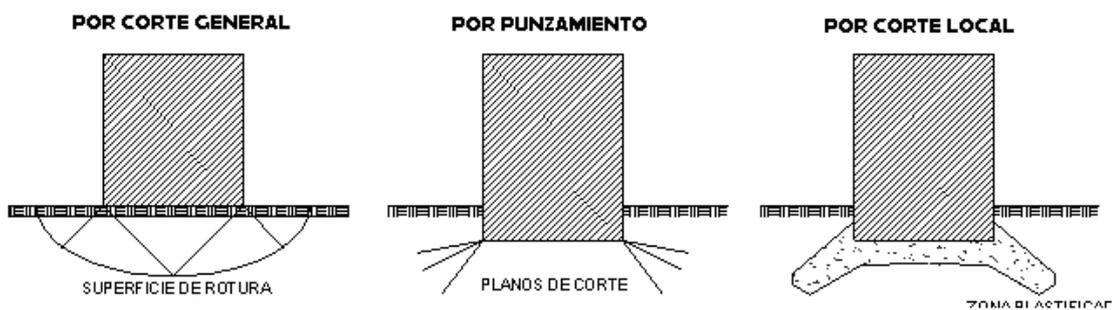


Figura 2.4 Naturaleza de la falla en suelos.

Fuente: Das, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones

Elaboración: La autora

Los modelos teóricos desarrollados se aplican para corte general y por punzonamiento, para el corte local existen factores empíricos de corrección.

Capacidad de carga última neta: Se define como la presión última por unidad de área de la cimentación soportada por el suelo, en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación.

$$q_{\text{neto}} = q_u - q \quad (2.5)$$

2.2.2. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi.

Terzaghi (1943) presenta una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales rugosas. Una *cimentación es superficial* si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Estudios posteriores han determinado que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

Braja M. Das (2006) menciona que Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (B/L tiende a cero), la superficie de falla en el suelo sometido a carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2.6

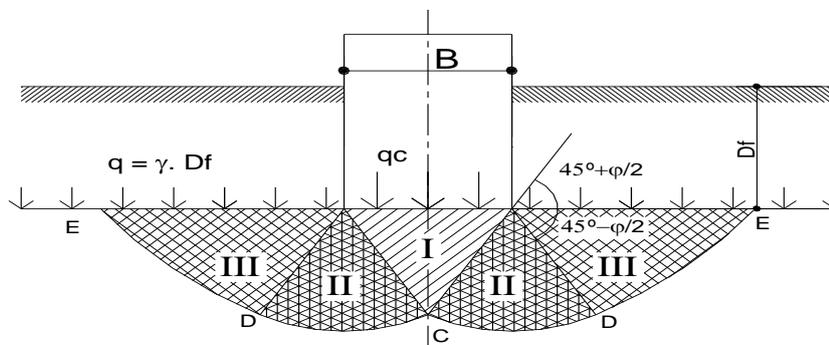


Figura 2.6. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida.

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

Elaboración: La autora

Se considera que la carga actuante es estática, vertical y centrada. La fundación es del tipo superficial rígida y corrida. El comportamiento del suelo en cuanto a sus asentamientos responde a la curva C_1 , es decir que se trata de arenas densas y arcillas compactas.

Se propone un mecanismo de falla para una zapata continua uniformemente cargada y el sector de fallas se divide en tres zonas: zonas I, II y III.

- La **zona I** es una cuña que actúa como si fuese parte de la zapata (estado activo), sus límites forman ángulos de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal.
- La **zona II** es una cuña de corte radial, dado que las líneas de falla son rectas con origen en A y espirales logarítmicas con centro en A. La frontera AD forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

- La **zona III**, es donde se desarrollan las superficies de deslizamientos que corresponden al estado pasivo de Rankine, pues sus límites forman ángulos de $45^\circ - \varphi/2$.

Falla por corte general

De acuerdo a lo anterior expuesto, y para los suelos que presentan falla por corte general (arcillas duras) Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la ecuación:

$$qu = c.N_c + q.N_q + 1/2.\gamma.B.N_\gamma \quad (\text{cimentación corrida}) \quad (2.6)$$

donde qu = carga de falla
 c = cohesión del terreno de cimentación
 q = sobrecarga efectiva (γD_f)
 B = ancho de la zapata corrida
 γ = peso específico del suelo.
 N_c, N_q y N_γ = factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo.

Tabla 2.3. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34

20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

^a Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

Para cimientos cuadrados o circulares, Terzaghi modificó su expresión original quedando expresada de la siguiente manera:

$$q_u = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (2.7)$$

$$q_u = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (2.8)$$

Falla por corte local

Para arenas sueltas o arcillas y limos blandos, la deformación crece mucho para cargas próximas a la falla, alcanzándose niveles de asentamiento en el cimiento que equivalen a la falla de la estructura (falla local). Para este caso Terzaghi corrigió su teoría introduciendo nuevos valores de c y ϕ en la fórmula de capacidad de carga

$$c' = 2/3.c \quad \text{tg } \phi' = 2/3 \text{tg } \phi \quad (2.9)$$

Entonces la expresión queda:

$$q_u = 2/3.c.N'c + q.N'q + 1/2.\gamma.B.N'\gamma \quad (\text{cimentación corrida}) \quad (2.10)$$

$$q_u = 0.867.c.N'c + q.N'q + 0.4.\gamma.B.N'\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (2.11)$$

$$q_u = 0.867.c.N'c + q.N'q + 0.3.\gamma.B.N'\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (2.12)$$

En estas expresiones, N'_c , N'_q y N'_γ , son **factores de capacidad de carga modificada**. Se calculan con las mismas expresiones que N_c , N_q y N_γ , reemplazando ϕ' por $\bar{\phi} = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi'\right)$.

Tabla 2.4 Factores modificados de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	6,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,06	30	18,99	8,31	4,39
5	6,74	1,39	0,07	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,13	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,80	5,60	2,25				

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

2.2.3. Capacidad de carga admisible

El cálculo de la capacidad de carga admisible o permisible de cimentaciones superficiales emplea un factor de seguridad FS a la capacidad de carga última, quedando expresado de la siguiente manera:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (2.11)$$

Este coeficiente de seguridad cubre las incertidumbres sobre las propiedades de los suelos y su determinación, la teoría de capacidad de carga que se use, las desviaciones sobre la construcción, etc. El factor de seguridad debería ser por lo menos de 3 en todos los casos.

2.2.4. Ecuación general de la capacidad de carga.

Las ecuaciones de capacidad de carga última para cimentación corrida, cuadrada y circular no se aplican para cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$), y no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de la falla en el suelo arriba el nivel de desplante de la cimentación, además la carga que se aplica también puede estar inclinada. Para poder tomar en cuenta todas estas observaciones, Meyerhof (1963) plantea la ecuación general de capacidad de carga:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{\gamma i} \quad (2.12)$$

c' = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga

$N_c N_q N_\gamma$ = factores de capacidad de carga

Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos que se han obtenido de datos experimentales, las ecuaciones para determinar los diferentes factores de la ecuación general de capacidad de carga los describe Braja M. Das en Principios de Ingeniería de Cimentaciones:

Factores de la capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad (2.13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.14)$$

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2.15)$$

Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad (2.16)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi \quad (2.17)$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.18)$$

donde L= longitud de la cimentación (L>B)

Factores de profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.19)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{D_f}{B} \quad (2.20)$$

$$F_{yd} = 1 \quad (2.21)$$

Las ecuaciones 2.19 y 2.20 son válidas para $\frac{D_f}{B} \leq 1$. Cuando se tiene una relación de profundidad de desplante al ancho de la cimentación mayor que la unidad $\frac{D_f}{B} > 1$, las ecuaciones se modifican a:

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.22)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.23)$$

donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ se encuentra en radianes.

Factores de inclinación

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2 \quad (2.24)$$

$$F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right] \quad (2.25)$$

donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

2.3. Muros de contención

Los muros de contención son estructuras cuya finalidad es resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos, el peso propio y el peso del material que se encuentra sobre su fundación determinan la estabilidad del mismo (Torres R, 2008). Así mismo un muro de contención da estabilidad al terreno natural u otro material cuando se modifica su geometría natural.

Los muros de contención generalmente se clasifican en cuatro tipos:

- a. Muros de contención a gravedad
- b. Muros de contención de semigravedad
- c. Muros de contención en voladizo
- d. Muros de contención con contrafuerte

Los muros de **contención de gravedad** son muros en masa que resisten el empuje mediante su peso propio y con el suelo que se apoyan, se construyen con concreto simple o con mampostería. Para muros con altura moderada son económicos por lo que su uso es recomendado.

Cuando se usa una pequeña cantidad de acero para la construcción de los muros de gravedad, se denominan **muros de semigravedad**.

Los **muros de contención en voladizo** resisten el empuje de tierra por medio de la acción de una pantalla vertical empotrada en una losa de base, cuya construcción es de concreto reforzado. Hasta alturas de 8m los muros en voladizos resultan económicos.

Los **muros de contención en contrafuerte** son similares a los muros en voladizo, que contienen contrafuertes que son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. Su función es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

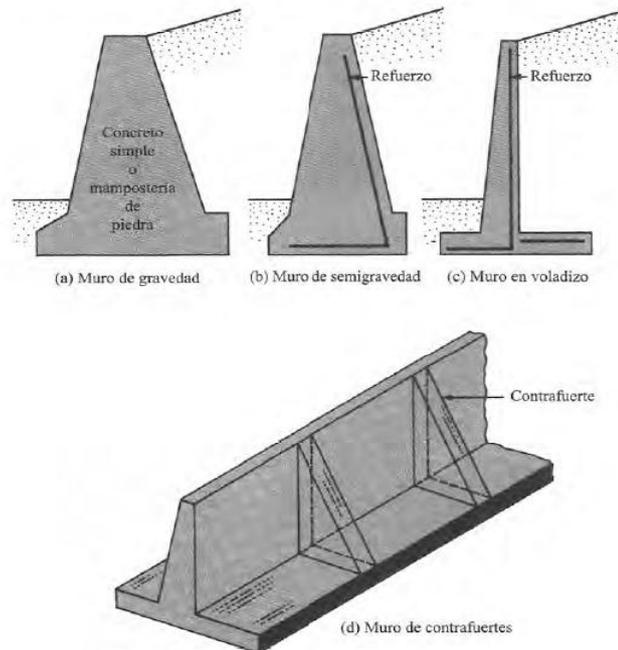


Figura 2.7. Tipos de muro de contención.

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

Para poder diseñar adecuadamente un muro de contención es necesario conocer los parámetros geotécnicos del sitio donde se emplazará la obra, estos son peso específico, ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de la base. Estos parámetros permitirán determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

a- Selección del tipo de muro y dimensiones.

b- Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.

c- Diseño de los elementos o partes del muro.

Para el análisis de la estructura de un muro de contención se determina las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

2.3.1. Dimensionamiento de muros de contención.

Cuando se diseña un muro de contención se debe suponer algunas de las dimensiones lo que se llama *proporcionamiento o dimensionamiento*, lo cual permite revisar las secciones de prueba de los muros por estabilidad. El análisis responde a requerimientos estructurales y de estabilidad, lo cual es un proceso de iteraciones sucesivas hasta lograr la propuesta más adecuada tanto en la estabilidad como en lo económico. En el presente trabajo se hará referencia a muros de contención a gravedad.

Para un muro de contención a gravedad se parten de algunas dimensiones mínimas (Braja M. Das, 2006) que se describen en la figura 2.8:

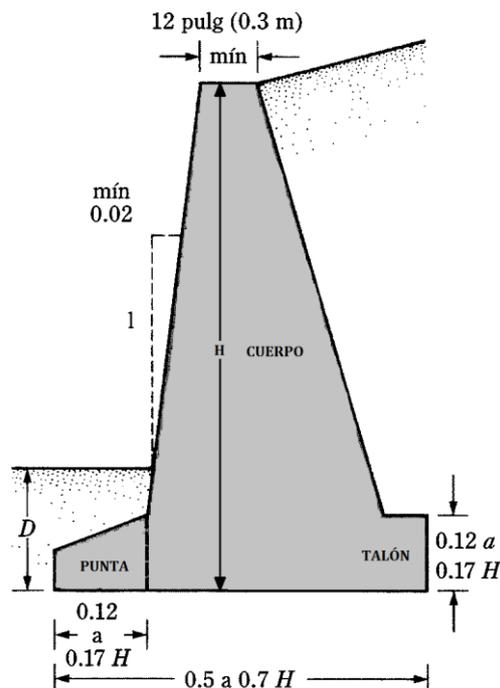


Figura 2.8. Dimensiones aproximadas para componentes de un muro

Fuente: Das, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones

Las consideraciones a las que hace referencia Braja Das, son que la parte superior del cuerpo del muro de contención debe ser como mínimo 0.30 m lo cual permitirá una mejor

trabajo en la colocación del hormigón; la profundidad, D hasta la base de la losa debe tener un mínimo de 0.60 m.

2.3.2. Teorías de presión lateral de tierra.

Se puede clasificar la presión lateral que los suelos ejercen sobre los muros como:

- a. **Presión de tierra en reposo.-** Se considera como una condición especial de equilibrio, en donde el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral, es decir, la presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse.
- b. **Presión activa de tierra.-** Es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura de contención cuando la pared se mueve suficientemente hacia afuera para alcanzar un valor mínimo, y fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro.
- c. **Presión pasiva de tierra.-** Es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo y con un suficiente movimiento fallará una cuña de suelo.

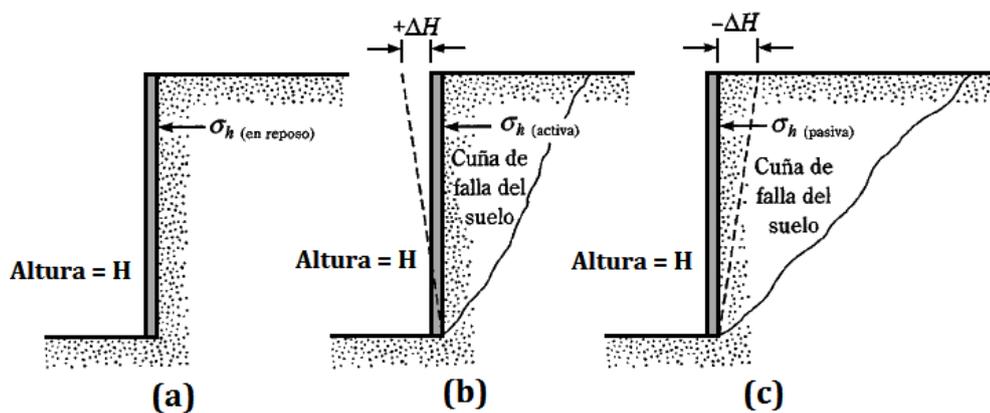


Figura 2.9. Naturaleza de la falla en suelos.

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

En la figura 2.9 se esquematiza estos tres tipos de empuje, en donde se muestra la naturaleza de la variación de la presión lateral, a cierta profundidad sobre el muro con la magnitud del movimiento de éste.

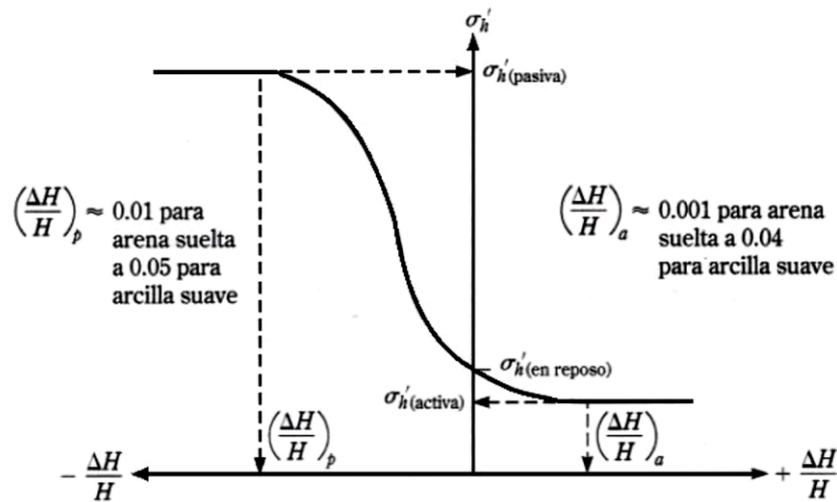


Figura 2.10 Naturaleza de la falla en suelos.

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

2.3.3. Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño de muros de contención a gravedad.

Braja M. Das menciona que para el cálculo de la presión lateral de tierra, se debe hacer varias suposiciones. Para el caso de un muro de contención a gravedad (que es el caso de interés del estudio), el uso de la teoría de Rankine para revisiones de estabilidad es el más conveniente (aunque el uso de la teoría de Coulomb de presión activa de tierra también es adecuada) en su análisis

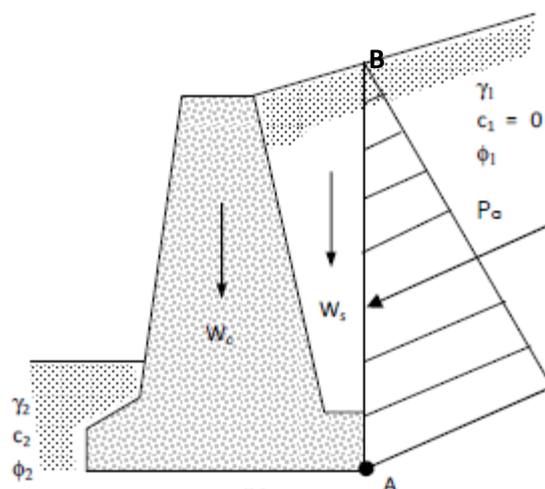


Figura 2.11 Hipótesis para la determinación de la presión lateral-muro de gravedad.

Fuente: Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*

En la figura 2.11 se presume que existe la condición activa de Rankine a lo largo del plano vertical AB, se calcula la presión lateral sobre la carga AB. En el análisis de la estabilidad del muro, la fuerza Pa (Rankine), el peso del suelo arriba del talón, Ws , y el peso del concreto, Wc . La hipótesis del desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara AB del suelo es teóricamente correcta si la zona de cortante limita por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro.

2.3.4. Estabilidad de muros de contención.

Un muro de contención debe cumplir con un sin número de condiciones para que funcione adecuadamente, por lo que hay que realizar un estudio de la estabilidad del mismo, el cual puede fallar por los siguientes motivos:

- Se puede *voltear* respecto a su talón
- A lo largo de la base se puede *deslizar*
- Puede fallar debido a la pérdida de capacidad de carga del suelo que soporta la base
- Se puede producir una falla por cortante del terreno a mayor profundidad
- Puede producirse un asentamiento excesivo.

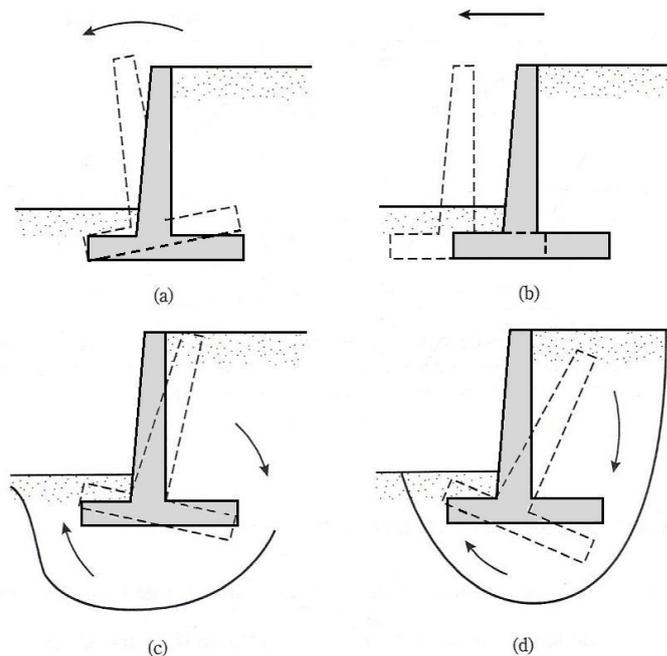


Figura 2.12 Tipos de falla de un Muro: (a) por volteo; (b) por deslizamiento; (c) por capacidad de carga, y (d) por cortante a mayor profundidad.

Fuente: Das, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones

2.3.4.1. Revisión por volteo

El empuje del suelo que actúa sobre el muro tiende a voltearlo alrededor del punto C y las fuerzas que se oponen a que ello ocurra son precisamente todas las verticales capaces de producir momentos en sentido contrario respecto al mismo punto (Esparza Carmen, 2009).

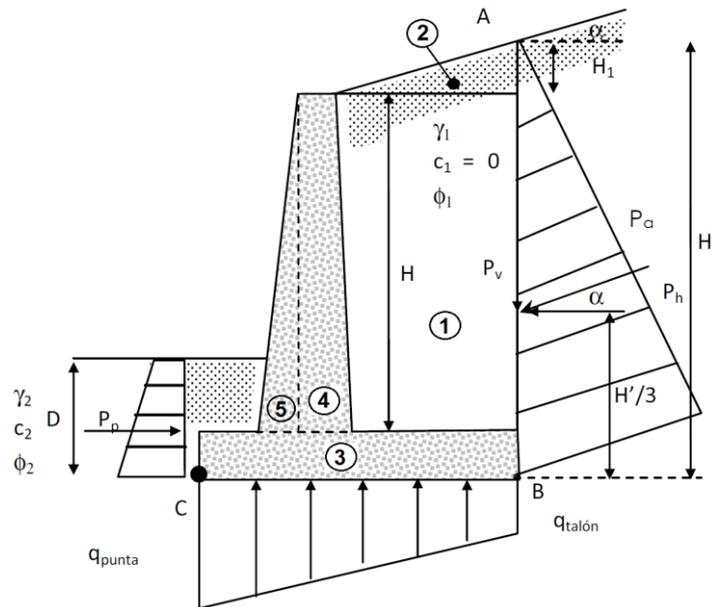


Figura 2.13 Revisión por volteo, suponiendo que es válida la presión de Rankine

Fuente: Esparza, C. *Guía Didáctica de Geotecnia Parte II*

En la figura 2.13 se puede observar las fuerzas que actúan sobre un voladizo y un muro de contención a gravedad, con base en la hipótesis de la presión activa de Rankine.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p} D \quad (2.26)$$

donde:

γ_2 = peso específico del suelo frente al talón y bajo la losa de base

K_p = coeficiente de la presión pasiva de tierra de Rankine = $\tan^2(45 + \phi'_2/2)$

$c'_2 \phi'_2$ = Cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente.

El factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta, es decir al punto C en la figura 2.13, se expresa como:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 2 \quad (2.27)$$

donde:

$\sum M_O$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto a C

$\sum M_R$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo de la estructura respecto a C

El momento de volteo es:

$$\sum M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (2.28)$$

donde

$$P_h = P_a \cos \alpha \quad (2.29)$$

Para el cálculo del momento resistente, $\sum M_R$ (despreciando P_p), Draja Das recomienda preparar una tabla como se muestra en la figura. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Note que la fuerza P_v también contribuye al momento resistente. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a ;

$$P_v = P_a \sen \alpha \quad (2.30)$$

El momento de la fuerza P_v , respecto a C es

$$M_v = P_v B = P_a \sen \alpha B \quad (2.31)$$

donde B = ancho de la losa de la base.

Tabla 2.5 Procedimiento para el cálculo de $\sum M_R$

SECCIÓN	ÁREA	PESO/UNIDAD DE LONGITUD DE MURO	BRAZO DE MOMENTO RESPECTO A C	MOMENTO CON RESPECTO A C
1	A_1	$W_1 = \gamma_s * A_1$	X_1	$M_1 = W_1 * X_1$
2	A_2	$W_2 = \gamma_s * A_2$	X_2	$M_2 = W_2 * X_2$
3	A_3	$W_3 = \gamma_c * A_3$	X_3	$M_3 = W_3 * X_3$
4	A_4	$W_4 = \gamma_c * A_4$	X_4	$M_4 = W_4 * X_4$
5	A_5	$W_5 = \gamma_c * A_5$	X_5	$M_5 = W_5 * X_5$
		P_v	B	$M_v = P_v * X_B$
		$\sum V$		$\sum M_R$

γ_1 = peso específico del relleno

γ_c = peso específico del concreto

Fuente: Das, Braja. Principios de Ingeniería de Cimentaciones

Elaboración: La Autora

Ya calculado $\sum M_R$, el factor de seguridad se calcula con la ecuación 2.32:

$$FS_{(volteo)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \quad (2.32)$$

2.3.4.2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

(Braja M. Das, 2006)

Un muro puede experimentar deslizamientos a lo largo de su base, cuando esto ocurre se dice que ha fallado por deslizamiento. Existen fuerzas horizontales que desplazan al muro y otras fuerzas horizontales que las resistentes. La fuerza que trata movilizar el muro es principalmente la componente horizontal del empuje activo de suelos, mientras que las fuerzas que se oponen son: la fricción o rozamiento que existe entre el suelo y el muro, y la fuerza pasiva que se generan en la parte frontal de la punta del muro.

La fuerza de rozamiento es función de la magnitud de las fuerzas verticales que ejercen presión en el terreno y del coeficiente de fricción entre el material del muro y el suelo de fundación; aunque lo correcto sería usar la resistencia de este al esfuerzo cortante.

Entonces el factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (2.33)$$

donde $\sum F_{R'}$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$ = suma de las fuerzas horizontales de empuje

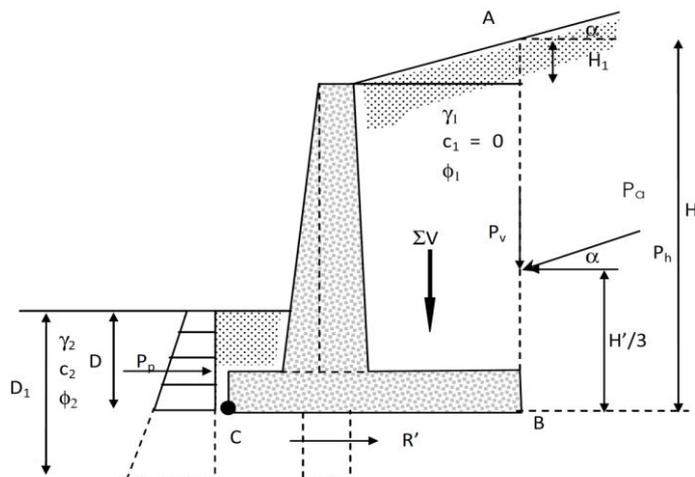


Figura 2.14 Revisión por deslizamiento bajo la base del muro

Fuente: Esparza, C. *Guía Didáctica de Geotecnia Parte II*

En la figura 2.14 se pueden observar las fuerzas actuantes (de empuje y resistentes) en un muro de contención, con lo cual se deduce la ecuación de factor de seguridad al deslizamiento como:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi'_2 + Bk_2 c'_2 + P_p)}{P_a \cos \alpha} \geq 1.5 \quad (2.34)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right)$$

donde

$$k_1 \text{ y } k_2 \text{ están en el intervalo de } \frac{1}{2} \text{ a } \frac{2}{3}$$

Si una vez realizado los respectivos cálculos no se alcanza el $FS_{(deslizamiento)}$, se puede revisar varias alternativas para conseguir el valor deseado. Esas alternativas son:

- Incrementar el ancho de la losa base
- Uso de un dentellón en la base
- Uso de un muerto de anclaje en el cuerpo del muro de contención (como se ve en la figura 2.14)

2.3.4.3. Revisión de la falla por capacidad de carga

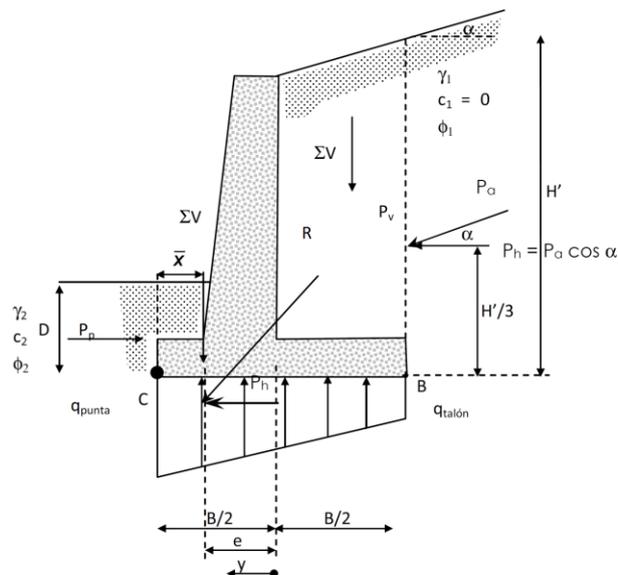


Figura 2.15 Revisión por capacidad de carga

Fuente: Esparza, C. *Guía Didáctica de Geotecnia Parte II*

La presión vertical, es transmitida al suelo por la losa de base del muro de contención, la misma debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. q_{punta} y $q_{talón}$ son las presiones máximas y mínimas que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y el talón del muro respectivamente.

De la figura se puede deducir que la excentricidad de la resultante R se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} \quad (2.35)$$

recuerde que para que haya estabilidad la excentricidad no debe ser mayor a B/6, de ser el caso se debe rehacer el diseño con un nuevo dimensionamiento.

Con estas consideraciones se calcula la capacidad de carga última con la ecuación 2.12, tomando en cuenta que los factores F_{cs} , F_{qs} y F_{γ_s} que son todos iguales a 1 porque se tratan como los de una cimentación continua.

Las ecuaciones para q_{punta} y $q_{talón}$ nos sirven para el cálculo del factor de seguridad de capacidad de carga y son las que se describen a continuación:

$$q_{punta} = q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (2.36)$$

$$q_{talón} = q_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (2.37)$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{máx}} \geq 3 \quad (2.38)$$

2.3.5. Características geotécnicas.

Las características geotécnicas de los suelos presentes en la zona de estudio se detallan en la tabla 2.6 en la que se puede observar los valores de ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico de cada tipo de suelo.

Tabla 2.6 Características de los suelos de la zona de estudio

CARACTERÍSTICA DE LOS SUELOS	Pozo 1			Pozo 2		
	prof. 1m	prof. 2m	prof. 3m	prof. 1,2m	prof. 2m	prof. 3,3m
CONTENIDO DE AGUA %	21,86	7,81	29,09	21,33	22,58	23,47
LÍMITE LÍQUIDO	71,79	30,72	80,98	56,11	37,63	37,36
LÍMITE PLÁSTICO	19,41	26,61	29,32	16,98	15,53	16,88
CLASIFICACIÓN	CH	ML	CH	CH	CL	CL
PESO ESPECÍFICO SUELO γ gr/cm ³	2,00		1,89		2,03	2,03
COHESIÓN (c) Kg/cm ²	2,20		1,35		0,25	0,35
ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ)	13,00		20,00		9,00	5,00

Elaboración: La Autora

Los datos mostrados en la tabla se los obtuvo mediante sondeos, ensayos de campo y laboratorio. De acuerdo a los datos obtenidos el cálculo de la capacidad de carga se lo realizará por falla por corte general ya que es la teoría que se aplica para arcillas duras.

2.4. Obras de drenaje

En las cimentaciones uno de los problemas más frecuentes encontrados en el proceso constructivo, es la existencia del nivel freático. La presencia de agua, en relación de los esfuerzos, disminuye las propiedades de resistencia al corte del suelo, además de flujo y erosión interna (La Norma Ecuatoriana de la Construcción, 1996). Motivo por el cual es necesario contar con obras de drenaje que garanticen un adecuado funcionamiento de las diferentes estructuras proyectadas.

El objetivo de las obras de drenaje es el de conducir las aguas de escorrentía, o de flujo superficial, rápida y controladamente hasta su disposición final. En su diseño existen tres componentes básicas:

1. Entrada a la red de drenaje
2. Conducción
3. Entrega al dispositivo final.

Las obras de drenaje se clasifican en obras de drenaje superficial y obras de drenaje subterráneo. Los dos sistemas son metodologías de remediación o prevención de deslizamientos muy eficientes; su utilización es muy frecuente y existen métodos de análisis y diseño que se basan en el flujo de agua tanto superficial como subterráneo.

“Existen varias metodologías de drenaje superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es disminuir la presión de poros y de esa forma, aumentar la resistencia al corte, eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y mejorar el factor de seguridad de las superficies de falla por debajo del nivel de agua” (Suarez, J. 2009, pag. 47)

Los sistemas de drenaje han mejorado considerablemente su tecnología, esto considerando los subdrenes franceses de inicios del siglo XX, por lo el ingeniero posee varias alternativas y combinaciones para el control de las aguas superficiales así como de las subterráneas.

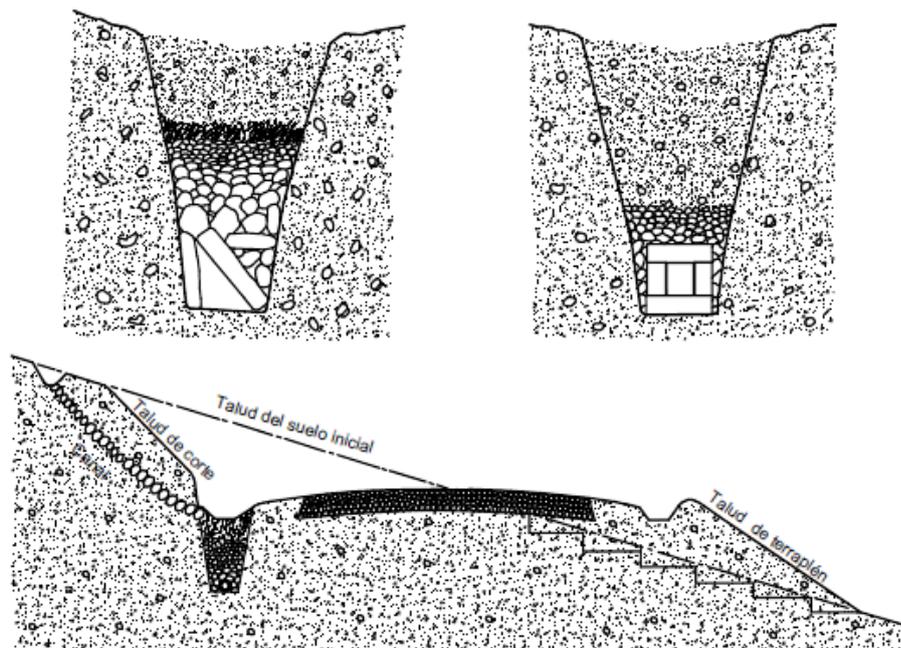


Figura 2.16 Sistema de drenes franceses utilizados en la primera mitad del siglo XX

Fuente: Suárez, J. *Deslizamientos: Técnicas de Remediación*

Los sistemas más comunes para el control del agua son:

- Zanjas de coronación o canales colectores (Drenaje superficial).
- Subdrenes de zanja o subdrenes interceptores.
- Subdrenes horizontales o de penetración.

2.4.1. Drenaje Subterráneo.

Las obras de drenaje subterráneo son dispositivos que permiten eliminar el exceso de agua del suelo a fin de garantizar la estabilidad del terreno, plataformas o el talud de una vía. Ello se consigue interceptando los flujos subterráneos, y haciendo descender el nivel freático

El principal objetivo de un drenaje subterráneo es disminuir las presiones de poros o impedir que éstas aumenten. A menor presión de poros la resistencia del suelo es mayor.

2.4.2. Tipos de drenes.

Entre los tipos de obra utilizadas para subdrenaje se encuentran las siguientes:

Cortinas impermeables subterráneas. El objetivo es evitar el paso interno del agua hacia las zonas inestables.

Subdrenes de zanja. Los subdrenes de zanja tienen por objeto abatir los niveles freáticos. Son normalmente zanjas de sección trapecial, con taludes generalmente en la razón 1:1, cuya profundidad depende de la posición del nivel freático que se desea drenar o interceptar. La zanja excavada, incluidos los taludes, se rellena con una capa de material permeable y se alinea en forma paralela al terreno (Manual de Carreteras del Paraguay, Normas para Obras de drenaje vial, 2011).

Este dren se utiliza en los siguientes casos:

- a) Colocado longitudinalmente a los pies de los taludes de cortes que vierten hacia la carretera para interceptar filtraciones.
- b) Longitudinalmente en un terraplén, ubicado en el lado desde donde fluye el agua subterránea.
- c) Longitudinalmente bajo la sub base de la carretera para sanear el área.
- d) Transversalmente en las transiciones de corte a terraplén para sanear la sub base y evitar la saturación de la superficie de contacto entre el terraplén y el terreno natural.
- e) Formando parte de un sistema con drenes transversales y longitudinales o dispuestos como una espina de pescado, a fin de sanear en general la faja del camino.

Subdrenes de penetración. Son subdrenes horizontales profundos que logran grandes abatimientos de los niveles freáticos.

Colchones de drenaje. Se colocan debajo de los terraplenes o llaves de cortante, para impedir el ascenso de los niveles de agua.

Drenes verticales de alivio. Consisten en perforaciones verticales del drenaje para disipar las presiones de poros.

Galerías de drenaje. Son túneles con objeto de disipar las presiones de poros y disminuir los niveles freáticos.

Drenes de pantalla. Son colchones inclinados de drenaje para evitar que en los afloramientos de agua subterránea se formen cárcavas de erosión.

2.4.3. Diseño de Subdrenes de Zanja.

Los subdrenes de zanja son excavaciones realizadas manualmente o con maquinaria (por lo general rellenas de material filtrante), con el objeto de captar y transportar el agua subterránea y de esa forma, abatir el nivel freático.

Zanjas Abiertas.- son zanjas profundas que actúan al mismo tiempo como drenes superficiales y como sistemas de abatimiento del nivel freático. Para que esto se produzca, las zanjas deben profundizarse por debajo del nivel freático entonces se produce un afloramiento de agua subterránea en las paredes de la zanja (Suarez, J. 2009).

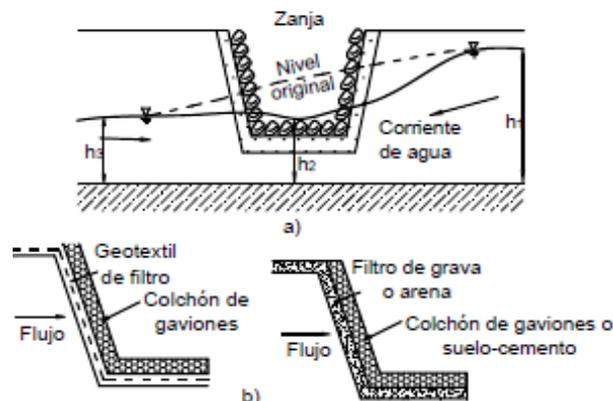


Figura 2.17 (a) Detalle de zanjas profundas para drenaje y subdrenaje
(b) Sistema de filtro invertido.

Fuente: Suárez, J. *Deslizamientos: Técnicas de Remediación*

Las pendientes de los taludes deben ser de bajas para eliminar la posibilidad de erosión por afloramiento del agua subterránea. Como complemento, se pueden colocar filtros invertidos para controlar la erosión lateral.

Subdrenes Contrafuerte.- a los drenes contrafuerte se los coloca a lo largo de la línea de mayor pendiente o en la dirección del deslizamiento.

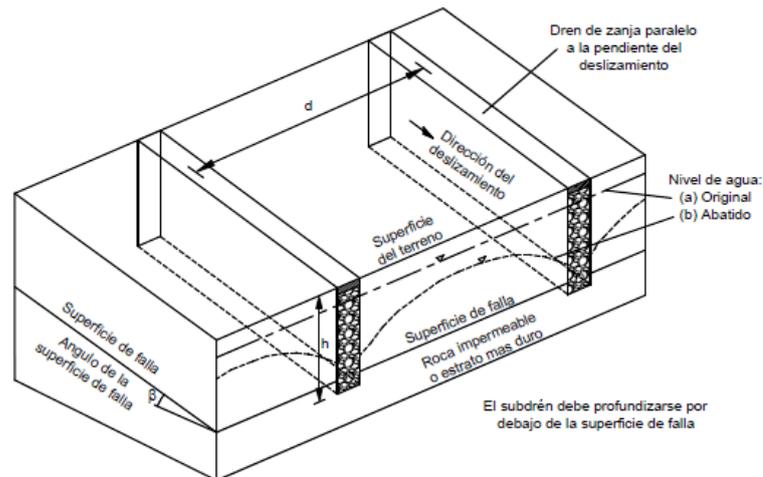


Figura 2.18 Esquema de un grupo de subdrenes de contrafuerte (Cornforth, 2005).
Fuente: Suárez, J. *Deslizamientos: Técnicas de Remediación*

Subdrenes Interceptores.- Los drenes interceptores son drenes que se colocan en sentido trasversal de la falla en la corona o cabeza de un deslizamiento.

Los subdrenes interceptores se construyen en la parte superior de los deslizamientos, precisamente donde las fuerzas actuantes son mayores y donde es mayor el riesgo de desestabilización por la excavación de las zanjas, también se colocan para garantizar la estabilidad de los terraplenes.

Subdrenes “Espina de Pescado”.- Consisten en una serie de drenes paralelos que conducen a un dren central y de esta forma, con el sistema de drenaje, lograr un mayor cubrimiento del área.

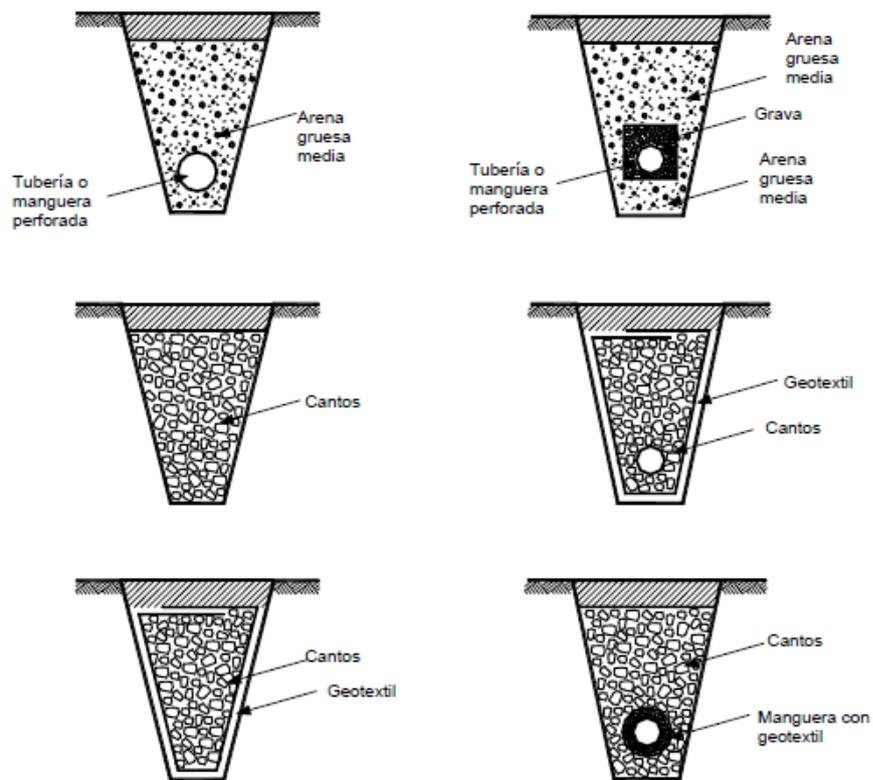


Figura 2.19 Sistema de drenes de zanja.

Fuente: Suárez, J. *Deslizamientos: Técnicas de Remediación*

El diseño hidráulico de los sub-drenes y zanjas de drenaje tiene por objeto determinar los siguientes elementos:

- a. Profundidad y ancho de la zanja
- b. Espaciamiento entre zanjas
- c. Localización en planta de los subdrenes
- d. Material filtrante y especificaciones
- e. Caudales recolectados
- f. Sistemas de recolección y entrega

Los parámetros mencionados se encuentran desarrollados en el anexo de diseños hidráulicos.

2.5. Pavimentos

Un pavimento es una estructura que está compuesto por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales, que se diseñan y construyen con materiales apropiados y compactados de acuerdo a cada una de las condiciones del suelo de

fundación y las características de las cargas que soportará durante su vida útil (Montejo Fonseca Alfonso, 2006).

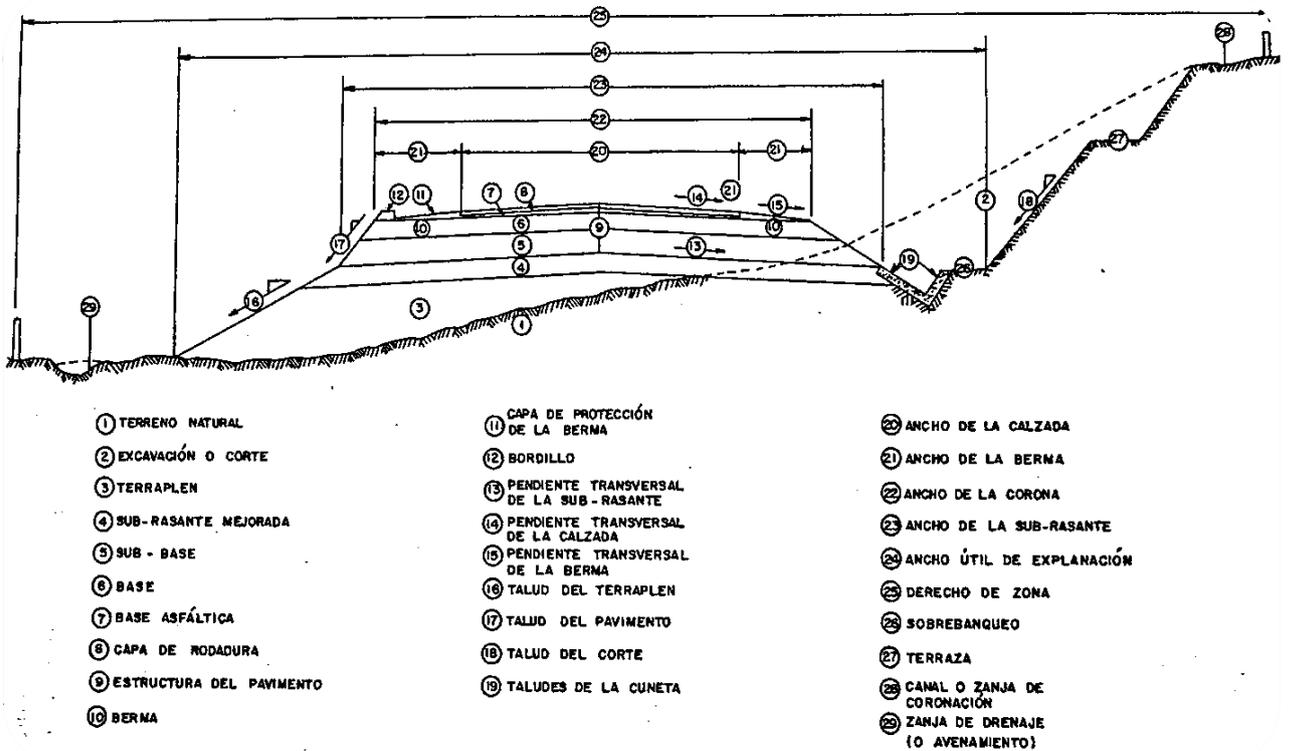


Figura 2.20 Sección típica de un pavimento rígido.

Fuente: Montejó, A. Ingeniería de Pavimentos Fundamentos, estudios básicos y fundamentos

Los pavimentos se clasifican en:

- Pavimentos flexibles
- Pavimentos semi-rígidos o semi-flexibles
- Pavimentos rígidos
- Pavimentos articulados

Los pavimentos rígidos serán de interés en el presente estudio.

2.5.1. Pavimento rígido: concepto.

Los pavimentos rígidos son aquellos que fundamentalmente están constituidos por una losa de concreto hidráulico, apoyada sobre la subrasante o sobre una capa, de material seleccionado, la cual se denomina subbase del pavimento rígido” (Montejo Fonseca Alfonso, 2006).

Cuando hay zonas débiles a nivel de subrasante es aconsejable el uso del pavimento rígido absorbe gran parte de los esfuerzos a la tensión, además la capacidad estructural depende de la resistencia de las losas, por lo tanto el apoyo de las capas subyacentes no ejercen mayor influencia sobre el pavimento.

2.5.2. Funciones de las capas de un pavimento rígido.

Un hormigón rígido están constituido por dos capas: la subbase y la losa de concreto. Estas capas deben cumplir con determinadas funciones como son:

La subbase (Montejo, A. 2006)

- Su principal función es impedir la acción del bombeo en las juntas, grietas y extremos del pavimento.
- Servir como capa de transición y suministrar un apoyo uniforme, firme y permanente del pavimento.
- Facilitar los trabajos de pavimentación.
- Mejorar el drenaje a lo largo del pavimento.
- Ayudar a controlar los cambios volumétricos de la subrasante.
- Mejorar la capacidad de soporte del suelo de la subrasante.

Losa de concreto (Montejo, A. 2006)

- La losa debe proporcionar una superficie uniforme y estable
- Debe impedir el paso del agua al interior del pavimento
- La resistencia a la tensión complementan la capacidad estructural del pavimento
- Soportar y transmitir en nivel adecuado los esfuerzos que le apliquen.

2.5.3. Diseño de espesor del pavimento rígido.

Una de las funciones de una obra de ingeniería civil es proporcionar soluciones técnicamente y económicamente viables. Los diseños de pavimentos están enfocados a hallar los espesores mínimos que se traduzcan en los menores costos, tanto de construcción como mantenimiento. Si se toma un espesor mayor que el necesario, el pavimento presentará buen mantenimiento con bajos costos de mantenimiento, pero el costo inicial de construcción será muy elevado. Por el contrario si se toma espesores muy

bajos los costos de mantenimiento serán muy elevados aunque el costo inicial haya sido bajo, además esto conlleva otro tipo de inconvenientes como interrupciones en el uso del pavimento y molestias a los usuarios. Con lo expuesto el correcto diseño del pavimento rígido (elección de los espesores de las capas y materiales) permitirán equilibrar correctamente los costos iniciales así como los costos de mantenimiento.

2.5.4. Método simplificado de la Portland Cement Association (PCA).

La Portland Cement Association (PCA), presenta un método para el cálculo de espesores de pavimentos rígidos el cual es aplicable a diversos tipos de pavimentos como son los de concreto simple, concreto simple con varilla de transferencia de carga (pasadores), de concreto reforzado y con refuerzo continuo.

- a. Los pavimentos de concreto simple se construyen sin acero de refuerzo o varillas de transferencias de carga en las juntas. Para lograr la transferencia se vale de la trabazón entre los agregados de las caras agrietadas de las losas contiguas, formadas por aserrado de las juntas.
- b. Los pavimentos de concreto simple con pasadores no utilizan acero de refuerzo, sino que la transferencia de carga la logran con varillas lisas en cada junta de construcción.
- c. Los pavimentos de concreto reforzado además del acero de refuerzo tienen pasadores en las juntas de construcción. Se construyen con separaciones entre juntas superiores a las que se utilizan en los pavimentos convencionales.
- d. Los pavimentos de refuerzo continuo no utilizan juntas de construcción, sino que su pesado y continuo refuerzo en dirección longitudinal, permite desarrollar fisuras transversales a intervalos muy cortos.

Algunas consideraciones básicas toma en cuenta la PCA a la hora de diseñar un pavimento rígido a más de las de uso común como son el sistema de juntas y el tipo de bermas:

- el grado de transferencia de carga dado por las juntas transversales.
- el efecto de usar bermas de concreto
- el efecto de usar un subbase de concreto pobre
- dos criterios de diseño: fatiga y erosión.
- los ejes triples pueden ser considerados en el diseño.

Cuando falta algunos de los datos necesarios para el diseño de pavimentos (distribución de cargas por eje) la PCA propone un método simplificado de diseño, el cual utiliza unas sencillas tablas de diseño, basadas en distribución de carga por eje, representativas de diversas calles y carreteras. Las tablas incorporan factores de seguridad lo que garantiza la estabilidad de la obra (Montejo, A. 2006).

Para el diseño mencionado se siguen los siguientes pasos:

- Estimar el TPD-C (tránsito promedio diario de vehículos comerciales, en dos direcciones).
- Elegir la categoría de carga por eje (figura 2.21)
- Determinar el espesor necesario de losas (figura 2.21)

Categorías de carga por eje	Descripción	Tránsito			Máximas cargas por eje (kN)	
		TPD	TPDC		Ejes simples	Ejes Tándem
			%	Diario		
1	- Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 - 800	1 - 3	hasta 25	98	160
2	- Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (alto) - Calles, arterias y carreteras primarias (bajo).	700 - 5000	5 - 18	40 - 1000	115	195
3	- Calles arterias, y carreteras primarias (medio) - Vías expresas y autopistas urbanas e interestatales (bajo a medio)	3000 - 12000 (2 carriles)	8 - 30	500 - 5000+	133	230
		3000 - 50000 (4 carriles o más)				
4	- Calles arterias, y carreteras primarias y vías expresas (alto) - Autopistas urbanas e interestatales (medio a alto).	3000 - 20000 (2 carriles)	8 - 30	1500 - 8000+	151	267
		3001 - 150000 (4 carriles o				

* Los términos bajo, medio y alto se refieren a los pesos relativos de las cargas por eje, para el tipo de calle o carretera considerada; esto es, "bajo" para una autopista interestatal puede representar cargas mucho más pesadas en una carretera secundaria.

Figura 2.21 Categorías de carga por eje.

Fuente: Montejo, A. Ingeniería de Pavimentos Fundamentos, estudios básicos y fundamentos Tabla 8.12

Tabla 8.14									
TPD-C Admisible - categoría 1 de carga por eje pavimentos con juntas de trabazón de agregados (sin pasadores)									
	Sin berma o sardinel de concreto					Con berma o sardinel de concreto			
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (Mpa/m)				Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (Mpa/m)		
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)			Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)
MR = 4,4 Mpa	120		0,1	0,3	MR = 4,4 Mpa	100		0,1	0,4
	130	0,2	1	4		110	0,3	2	6
	140	2	11	33		120	4	21	60
	150	18	77	210		130	38	160	410
	160	110	407			140	240		
	170	500							
MR = 4,1 Mpa	130		0,2	0,7	MR = 4,1 Mpa	110		0,3	1
	140	0,4	2	8		120	0,8	5	15
	150	4	19	54		130	9	41	110
	160	27	110	290		140	65	260	650
	170	140	530			150	360		
	180	600							
MR = 3,8 Mpa	140	0,1	0,4	1	MR = 3,8 Mpa	110			0,2
	150	0,7	4	12		120	0,1	0,8	3
	160	5	26	72		130	2	9	26
	170	32	130	350		140	14	63	170
	180	150	570			150	90	340	
						160	430		

Notas:
1. El análisis de fatiga controla el diseño
2. Un valor fraccional de TPD-C indica que el pavimento puede soportar un mínimo ilimitado de automóviles y camiones de 2 ejes y 4 llantas, pero solo unos pocos camiones pesados por semana (TPDVC de 0.3 x 7 días = 2.1, indica dos camiones pesados por semana).

Figura 2.22 TPD-C Admisible- categoría 1 de carga por eje pavimentos con juntas de trabazón de agregados.

Fuente: Montejo, A. Ingeniería de Pavimentos Fundamentos, estudios básicos y fundamentos Tabla 8.14

El método simplificado de la PCA tiene en cuenta algunas características para que funcione adecuadamente como son:

Módulo de rotura del concreto: el hormigón a utilizarse debe ser de buena calidad, en rangos que van desde los 4.1 a 4.4 MPa, aunque también se permite un módulo de rotura de 3.8 MPa en casos especiales (figura 2.22. Tabla 8.14).

Período de diseño: los valores de TPD-C son para períodos de diseño de 20 años.

Tipo de juntas: las que tienen juntas con pasadores y las de trabazón por agregados.

2.5.5. Las juntas.

La función de las juntas es mantener las tensiones que soporta el pavimento de hormigón, dentro de los límites admisibles, previniendo la formación de fisuras y grietas irregulares.

Existen dos tipos de juntas las transversales y las longitudinales.

Juntas transversales: Estas juntas denominadas de contracción, controlan el agrietamiento transversal al disminuir:

- 1) las tensiones de tracción que se originan cuando la losa se contrae
- 2) Las tensiones que causa el alabeo producido por diferenciales de temperatura y de contenido de humedad en el espesor de la losa (Fiuba, apuntes pavimentos,).

Cualquiera que fuese el procedimiento de construcción de las juntas, la profundidad de la ranura debe ser por lo menos igual al cuarto del espesor de la losa.

Juntas longitudinales: Se instalan para controlar el agrietamiento longitudinal, en paños de más de 5 m. La profundidad de la ranura superior de estas juntas no debe ser inferior al cuarto del espesor del pavimento. Estas juntas llevan normalmente barras de unión que impiden la separación de sus bordes. Para más de cuatro trochas es conveniente intercalar una junta longitudinal machihembrada o ensamblada de bordes libres. (Fiuba, apuntes pavimentos).

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1 Características de los suelos encontrados en el área de estudio.

Para la ejecución del presente proyecto se realizó tanto ensayos “in situ” como ensayos de laboratorio. De estos trabajos se obtuvieron parámetros que luego de ser procesados proporcionan los datos expuestos en la tabla 2.6:

Tabla 2.6 Características de los suelos zona de estudio

CARACTERÍSTICA DE LOS SUELOS	Pozo 1			Pozo 2		
	prof. 1m	prof. 2m	prof. 3m	prof. 1,2m	prof. 2m	prof. 3,3m
CONTENIDO DE AGUA %	21,86	7,81	29,09	21,33	22,58	23,47
LÍMITE LÍQUIDO	71,79	30,72	80,98	56,11	37,63	37,36
LÍMITE PLÁSTICO	19,41	26,61	29,32	16,98	15,53	16,88
CLASIFICACIÓN	CH	ML	CH	CH	CL	CL
PESO ESPECÍFICO SUELO γ gr/cm ³	2,00		1,89		2,03	2,03
COHESIÓN (c) Kg/cm ²	2,20		1,35		0,25	0,35
ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ)	13,00		20,00		9,00	5,00

Elaboración: La Autora

De los datos obtenidos se puede determinar que en el sector El Carmen los suelos presentes son limos inorgánicos de baja plasticidad y arcillas inorgánicas de alta y baja plasticidad. La presencia de suelos arcillosos que originan efectos nocivos sobre las construcciones debe ser tomada en cuenta ya que es una característica inherente del propio suelo. Los efectos provocados por estos materiales están asociados a sus características resistentes, sus cambios de estado, deformabilidad o sus cambios volumétricos.

De acuerdo al ensayo de penetración estándar (SPT) y a las teorías de Terzaghi y Peck se determina la consistencia de los suelos cohesivos que se encuentra en el sector; donde se realizó el pozo N° 1 la consistencia del suelo es firme y en el sector del pozo N° 2 es consistencia media (en los anexos se encuentra la tabla correspondiente a la consistencia de los suelos cohesivos).

3.2 Efecto de los suelos arcillosos sobre las obras de ingeniería

Como consecuencia de estas características y vistas las funciones que los suelos arcillosos adquieren en las obras de construcción, es posible identificar una serie de efectos sobre las mismas que se producen de manera directa. Fundamentalmente se pueden clasificar en (Bauzá J, 2008):

Perturbación de los procesos constructivos que se manifiesta en:

- Falta de trabajabilidad,
- Dificultades para el drenaje, y
- Sensibilidad a las condiciones meteorológicas desfavorables;

Introducción de **incertidumbres en la estimación de resistencias**, dado que normalmente un incremento en las condiciones de humedad suele repercutir en el reblandecimiento de los suelos y la disminución de su resistencia.

Incremento de los **movimientos diferidos** o de consolidación debido a la dificultad para eliminar el exceso de agua bajo situaciones de modificación de cargas por su baja permeabilidad.

Movimientos asociados a **cambios volumétricos** por diferencias de humedad, que pueden originarse por causas:

- Naturales, como cambios en el nivel freático o en las condiciones atmosféricas del entorno,
- Artificiales, por el reajuste de las humedades empleadas en el proceso constructivo a las condiciones ambientales finales

Deformaciones plásticas del asiento de las construcciones; y

Erosión y degradación de su superficie a la intemperie, manifestados por los cuarteos y agrietamientos característicos de ciclos de sequedad y humedad, que afecta negativamente a su durabilidad y a su estabilidad.

3.3 Medidas de Mitigación

Las medidas de mitigación van encaminadas a disminuir los efectos adversos que se producen en los terrenos, y por lo tanto a mejorar las características mecánicas del suelo. El objetivo de estas medidas es:

- Aumentar la capacidad y/o la resistencia al corte y la respuesta esfuerzo-deformación.

- Disminuir los asentamientos, tanto absolutos como diferenciales, y acelerarlos cuando sucedan.
- Disminuir o eliminar el riesgo de licuefacción en caso de terremoto o de vibraciones importantes.
- Igualmente se busca que no sea susceptible al agrietamiento, mejorar su resistencia a la erosión y, en casos específicos se procura disminuir su permeabilidad.

Una vez que se han realizado los ensayos de campo, de laboratorio y obtenidos los resultados presentados en la tabla 2.6, se ha realizado los análisis y cálculos respectivos para presentar las siguientes medidas de mitigación que deben ser implementadas en la propiedad que mantiene El Instituto del Verbo Encarnado en el sector El Carmen, parroquia de Malacatos.

3.3.1 Diseño de obras de drenaje

Una vez realizado el levantamiento topográfico del terreno y de lo observado durante la excavación para las calicatas de los ensayos se determinó que el nivel freático se encuentra a una cota de menos 4.0m con relación al nivel cero del suelo. Con lo expuesto se propone la implementación de un drenaje el cual permita recolectar las aguas sub-superficiales producto de las escorrentías del sector.

El área del proyecto es de 3794,31 m² y de acuerdo a los diseños se debe colocar tubería PVC perforada para drenaje de diámetro igual o superior a 160 mm (diámetro comercial), sobre el cual debe ir una capa de material filtrante que puede ser material granular o canto rodado de diámetro entre ¾" a 3". Luego debe colocarse material compactado en capas de 20 cm como mínimo. La ubicación de los drenes se encuentran especificados en los anexos de diseños.

3.3.2 Muro de contención

De acuerdo al perfil del talud (topografía) y las propiedades del suelo se ha propuesto como alternativa un muro de contención a gravedad. Para el predimensionamiento del muro de contención se utilizó la presión activa de tierra de Rankine con lo que se obtuvieron los factores de seguridad:

Tabla 3.1 Chequeo de los factores de seguridad para muro de contención a gravedad

FACTOR DE SEGURIDAD	OBTENIDO	PARÁMETRO REQUERIDO
CONTRA VOLTEO	2.72	2.0
CONTRA DESLIZAMIENTO	6.53	1.5
CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA	21.13	3.0

Elaboración: La Autora

Ya que los factores cumplen con los mínimos requeridos el predimensionamiento propuesto para el muro de contención a gravedad es el siguiente:

Cuadro 3.1 Predimensionamiento muro de contención a gravedad (propuesta).

Valores de diseño	H' talud (m)	D (m)	x1 (m)	x2 (m)	x3 (m)	x4 (m)	x5 (m)	x6 (m)	Long base B (m)
	2,30	0,70	0,30	0,20	0,20	0,40	0,40	0,40	1,50
Valores mínimos	2,30	0,60	0,30			0,36		0,36	1,50

Elaboración: La Autora

Las especificaciones de los materiales a utilizarse en la construcción del muro es hormigón simple con un peso específico de $23,58 \text{ kN/m}^3$, y el relleno tras el muro debe ser una grava con mezcla de limo de baja permeabilidad.

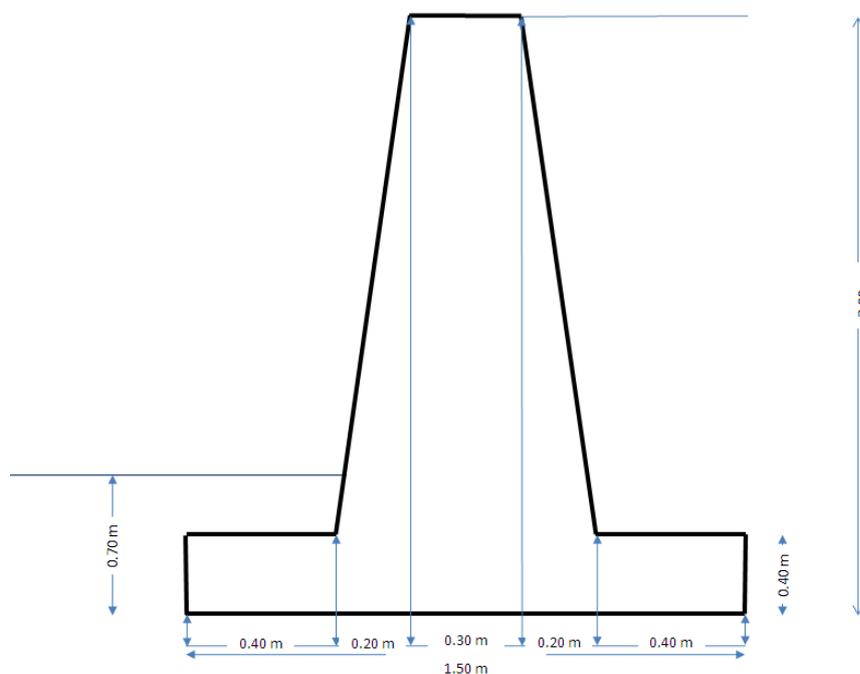


Figura 3.1 Diseño Muro de contención a gravedad (propuesta)

Elaboración: La Autora

Los detalles constructivos del muro incluyen detalles especiales como son las juntas de construcción y cheminales o lloraderos. Estos deben ir en la parte de relleno del muro y tener un diámetro mínimo de 4" (110 mm) y ser colocados cada 150 cm. (espaciamientos horizontales). Siempre existe la posibilidad que se produzca un taponamiento en el relleno por lo que es necesaria la colocación de material que sirva de filtro tras los lloraderos.

3.3.3 Profundidad y tipo de cimentación

El valor que rige el diseño de las cimentaciones es la capacidad de carga admisible, dado que será mucho menor que el valor al cual falla el suelo, dando márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres que pueda presentar el terreno, las acciones que provoquen las cargas actuantes, y en general, los problemas que se presenten durante la construcción.

Se ha observado por el comportamiento de las cimentaciones, que la falla por la capacidad de carga de las mismas ocurre como resultado de la rotura del suelo por corte. Los suelos presentes en el sitio del proyecto son arcillas de alta plasticidad en el pozo N° 1 y arcillas de baja plasticidad en el pozo N° 2, por lo cual se ha realizado el análisis de la capacidad de carga del suelo con las teorías desarrolladas por Teng y Meyerhoff, considerando la capacidad de carga última definida por la teoría de Terzaghi por corte local que es la que se aplica para arcillas blandas.

Los anexos contiene la totalidad de los cálculos de capacidad de carga así como las teorías utilizadas, los parámetros que se emplearon y los resultados obtenidos. En el cuadro 3.2 y la tabla 3.2 se presentan el resumen de los resultados obtenidos.

Cuadro 3.2 Parámetros de cálculo

Parámetros	Pozo N° 1	Pozo N° 2
Tipo de suelos	Suelos cohesivos	Suelos cohesivos
Profundidad de cimentación	1,5 m	1,5 m
Tipo de cimentación	zapata aislada	zapata aislada
Densidad del suelo	1,89 Tn/m ³	2,03 Tn/m ³
Ángulo de fricción interna	20 °	9 °
Cohesión	13,50 Tn/m ²	2,50 Tn/m ²
N´c	11,85	7,74
N´q	3,88	1,82
N´γ	1,12	0,2
FS	4,00	3,00

Elaboración: La Autora

Tabla 3.2 Capacidad de carga última y esfuerzo transmitido al suelo.

Por corte local (Terzaghi cimentación cuadrada):	
Pozo N° 1	Pozo N° 2
<p>B asumida= 1,1 m</p> <p>$qu = 0.867.c.N'c + q.N'q + 0,4.\gamma.B.N'\gamma$</p> <p>$qu = 150,63 \text{ Tn/m}^2$</p> <p>qadm= 37,66 Tn/m^2</p> <p>Q = qadm*Aefectiva</p> <p>Q = 45,57 Tn</p>	<p>B asumida= 2,0 m</p> <p>$qu = 0.867.c.N'c + q.N'q + 0,4.\gamma.B.N'\gamma$</p> <p>$qu = 22,64 \text{ Tn/m}^2$</p> <p>qadm= 7,47 Tn/m^2</p> <p>Q = qadm*Aefectiva</p> <p>Q = 29,89 Tn</p>
<p>Esfuerzo transmitido al suelo</p> <p>qadmT = Σcargas/Ac \leq qadm</p> <p>donde: Σcargas= carga estimada por columna (max) Ac= área zapata (B asumida) qadm= q admisible</p> <p>Pozo N° 1</p> <p>qadmT = 24,79 \leq 37,66 Tn/m^2 cumple</p> <p>Pozo N° 2</p> <p>qadmT = 7,50 \geq 7,47 Tn/m^2 no cumple</p>	

Elaboración: La Autora

De acuerdo a los resultados de los ensayos in situ y laboratorio y de los análisis realizados se sugiere que la obra de infraestructura que tiene planificada el Instituto del Verbo Encarnado (la edificación proyectada es una construcción de dos pisos con estructura de acero) se la realice en el sector donde se encuentra ubicado el pozo N° 1, ya que presenta mejor capacidad de carga.

De construirse en el sector donde se realizó el del pozo N° 1 se recomienda que el tipo de cimentación sea sobre plintos aislados, además se sugiere reforzar en peralte las cadenas de amarre en los dos sentidos (X e Y) para evitar cualquier asentamiento diferencial que se pueda producir. Los plintos estarán cimentados o desplantados a la profundidad mínima de -1.50 m, (no se cimentara sobre un estrato de suelos de consistencia blanda) desde cota del piso o del proyecto compuestos de un pedraplen de 0.20 m. y un replantillo de 0,10 m de hormigón simple de 140Kg/cm²; los detalles constructivos se muestran en la figura 3.2

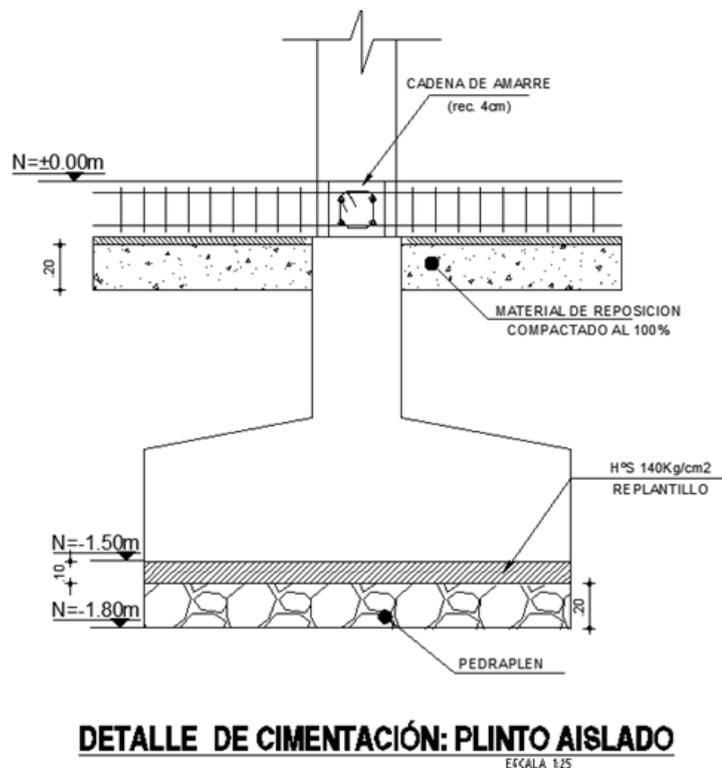


Figura 3.2. Propuesta de cimentación. Diseño de plinto aislado

Elaboración: La Autora

3.3.4 Losa para cancha y parqueamiento

Contar con un espacio de esparcimiento y parqueamiento es una de las necesidades de quienes conforman la comunidad de Verbo Encarnado. Por lo que uno de sus requerimiento cuando se planteó el proyecto fue este el de contar con instalaciones que se adecuen a sus necesidades como es un área de circulación vehicular y cancha de esparcimiento.

Para cumplir con las necesidades antes mencionadas se propone construir una losa de pavimento rígido la cual a más de adaptarse a las necesidades ya mencionadas es relativamente económica si consideramos el costo inicial de construcción y el costo de mantenimiento que demanda este tipo de obras.

Para el diseño de la losa se trabajó con método simplificado de la Portland Cement Association (PCA) para pavimento de concreto con refuerzo continuo, el cual brinda un diseño confiable y de fácil manejo.

En el sitio donde se tiene planificado contar con el área de circulación vehicular y la cancha

se tiene un suelo tipo CH, es necesario realizar un mejoramiento del suelo para que la sub-base trabaje adecuadamente y de esta manera evitar asentamientos por el peso de los vehículos; de acuerdo al diseño de pavimento de concreto con refuerzo continuo se recomienda una capa de sub-base de 300 mm. y colocar malla electrosoldada de 5x15x15 y el espesor de la losa de 100 mm (construida con un hormigón de 3.8 MPa). El resumen del diseño se observa en el cuadro 3.3:

Cuadro 3.3 Propuesta de diseño de pavimento para parqueamiento

CAPA	ESPESOR			
ESPESOR DE SUB-BASE	300	mm.	12,0	pulg.
ESPESOR PAVIMENTO	100	mm.	4,0	pulg.

Elaboración: La Autora

3.3.5 Propuesta de construcción de obras para el Instituto del Verbo Encarnado.

Es necesario realizar una planificación adecuada de los procesos constructivos a realizarse el sitio del proyecto. Por tratarse de un proyecto de labor social es necesario optimizar tanto los recursos económicos como los talentos humanos. Para ello se propone un cronograma de actividades de construcción de las obras de mitigación presentadas en el proyecto.

La secuencia presentada es resultado de un análisis técnico para optimizar como se mencionó los recursos con que se cuentan. Se presenta la propuesta la cual quedará a criterio del técnico encargado de la construcción el ponerla o no en marcha, ya que hay casos eventuales que se presentan durante el proceso constructivo que no se presentaron durante la elaboración del proyecto.

Cuadro 3.4 Proceso constructivo: proyecto para el Instituto del Verbo Encarnado

PRIORIDAD DE CONSTRUCCIÓN	ACTIVIDAD – OBRA CIVIL
1	Replanteo y nivelación
2	Ubicación de tubería de drenaje existente
3	Construcción de obras de drenaje
4	Construcción de muro de contención
5	Construcción de infraestructura proyectada (cimentación recomendada)
6	Construcción de cancha y estacionamiento.

Elaboración: La Autora

3.3.6 Presupuesto referencial de actividades.

Debido a que el Instituto del Verbo Encarnado es una institución religiosa y sin fines de lucro, las obras que ha edificado en el Carmen han sido el fruto de un arduo trabajo colectivo, tanto del Instituto como de la comunidad. Teniendo en cuenta este punto se presenta un presupuesto referencial de las obras de mitigación así como las obras planificadas realizar para la ampliación de las instalaciones.

Tabla 3.3 Presupuesto Referencial

 UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA <u>PRESUPUESTO REFERENCIAL</u>					
FECHA: Marzo 2014 PROYECTO: Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de obras futuras para el Instituto del Verbo Encarnado UBICACIÓN: El Carmen-Malacatos ELABORACIÓN: Vanessa Alvarado Romero					
RUBRO No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES					
TESIS-001	REPLANTEO Y NIVELACIÓN LINEAL EQUIPO TOPOGRÁFICO	Km	3,79	92,34	349,97
TESIS-002	LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	M2	50,00	0,66	33,00
					382,97
OBRAS DE DRENAJE					
TESIS-003	TUBERÍA CORRUGADA PERFORADA PARA DRENAJE PVC Ø=160 mm.	M	55,00	8,98	493,90
TESIS-004	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	66,00	17,16	1.132,56
TESIS-005	EXCAVACIÓN SIN CLASIFICAR A MAQUINA	M3	82,50	3,74	308,55
TESIS-006	MATERIAL FILTRANTE PARA DREN.	M3	16,50	18,16	299,64
					2.234,65
MURO DE CONTENCIÓN A GRAVEDAD					
TESIS-007	ENCOFRADO / DEENCOFRADO	M2	144,19	10,63	1.532,77
TESIS-008	HORMIGÓN ESTRUCTURAL F'C=210 KG/CM2	M3	42,67	114,19	4.872,94
TESIS-005	EXCAVACIÓN SIN CLASIFICAR A MAQUINA	M3	23,58	3,74	88,20
TESIS-004	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	76,52	17,16	1.313,14
TESIS-009	TUBERÍA PVC 4"	ML	15,00	2,51	37,65
					7.844,70
CIMENTACIÓN SUPERFICIAL (POR M³ DE CONSTRUCCIÓN)					
TESIS-005	EXCAVACIÓN SIN CLASIFICAR A MAQUINA	M3	1,00	3,74	3,74
TESIS-007	ENCOFRADO / DEENCOFRADO	M2	1,00	10,63	10,63
TESIS-008	HORMIGÓN ESTRUCTURAL F'C=210 KG/CM2	M3	1,00	115,19	115,19
TESIS-011	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE F'c=180 Kg/cm2	M3	1,00	95,41	95,41
TESIS-012	PEDRAPLEN	M3	1,00	10,80	10,80
TESIS-004	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	1,00	17,16	17,16
					252,93
CANCHA - ESTACIONAMIENTO (POR M³ DE CONSTRUCCIÓN)					
TESIS-005	EXCAVACIÓN SIN CLASIFICAR A MAQUINA	M3	1,00	3,74	3,74
TESIS-013	SUBBASE CLASE III (INCLUIDO TRANSPORTE)	M3	1,00	21,25	21,25
TESIS-014	HORMIGÓN SIMPLE F'c=380 Kg/cm2	M3	1,00	192,99	192,99
TESIS-015	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X5.0 mm	M2	1,00	7,65	7,65
					225,63
VANESSA ALVARADO ROMERO ELABORACIÓN					

Elaboración: La Autora

CONCLUSIONES

El presente proyecto ha dejado algunas conclusiones que se describen a continuación:

- ✚ Los suelos presentes en el sitio del proyecto son suelos finos; arcillas inorgánicas de alta y baja plasticidad, presentándose un estrato de limos inorgánicos de baja plasticidad los resultados se obtuvieron mediante ensayos de laboratorio.
- ✚ El nivel freático presente en el terreno se encuentra a -3.0 m. de profundidad (que se lo localizó en el pozo N° 2), lo que ha provocado que se produzcan deslizamientos y asentamientos que se evidencian en la infraestructura existente.
- ✚ En el sitio de estudio existe dos sectores (caracterizados por la presencia del nivel freático) donde la capacidad admisible del suelo es bien diferenciada, por lo que se sugiere realizar las obras de infraestructura donde se ubica el pozo N° 1, ya que la resistencia al corte del suelo es la más favorable.
- ✚ La evaluación de las condiciones presentes en el sector El Carmen permiten diseñar medidas de prevención, control, mitigación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgos que se presentan.
- ✚ Es necesario la implementación de medidas de mitigación para frenar los problemas de amenazas y riesgos que se presentan y evitar que se produzcan otros nuevos que podrían poner en peligro la infraestructura existen o nuevas proyectadas.
- ✚ Las medidas de mitigación permiten realizar otras obras de infraestructura, ya que logran que el suelo mejore sus propiedades mecánicas y de esta manera lograr una mejor resistencia al corte.
- ✚ Las medidas de mitigación propuestas son:
 1. La construcción de un drenaje subterráneo (mediante subdrenes de zanjas), que permite controlar el agua subterránea y los efectos que produce, disminuyendo las fuerzas que producen el movimiento y/o aumentando las fuerzas resistentes del suelo.
 2. La construcción de una estructura de contención (muro de contención a gravedad), el cual permitirá incrementar las fuerzas resistentes y de esta

manera controlar posibles deslizamientos que se produzcan el talud adyacente al terreno de la comunidad.

- ✚ Para la construcción de nuevas obras de infraestructura el sector que presenta las condiciones más favorables se encuentra ubicado el pozo de perforación N° 1, ya que la capacidad de carga admisible del suelo es de 34 Tn/m² en comparación a la del pozo N° 2 que es de 7 Tn/m².
- ✚ Tomar medidas correctivas a tiempo evitarán que ha futuro se vean comprometidas obras de infraestructuras y por lo tanto el costo inicial sea mayor.
- ✚ Contar con un parqueamiento y que a su vez sea una cancha de esparcimiento es poder dar un doble uso a las obras y de esta manera optimizar recursos. Se ha propuesto para este fin un pavimento de concreto con refuerzo de acero continuo, ya que los costos de mantenimiento son mucho menores (usualmente sólo se requiere subsanar detalles de sellado de juntas a intervalos de 5 a 10 años), y la vida útil del hormigón es mucho más larga que cualquier otro tipo de asfalto (recordemos que el hormigón incrementa su resistencia con el tiempo).
- ✚ Esta clase de proyectos permiten poner en práctica los conocimientos adquiridos ya que es multidisciplinario y no se centra a un problema específico, sino que brinda la posibilidad de ver como la parte teórico sirve para remediar los problemas que se presentan en la práctica profesional.

RECOMENDACIONES

Durante la lectura de algunos documentos para la realización del presente trabajo me topé con un enunciado que pueda parecer un poco trillado pero que es necesario tenerlo presente en cada proyecto que queramos emprender. “El ingeniero G.P. Tschebotarioff, quien dedicó gran parte de su vida a la Patología de Cimentaciones, decía que más del 80% de los casos patológicos que él había estudiado habían sido causados principalmente por las siguientes causas: los ingenieros estructurales no comprendían adecuadamente los problemas de suelos; los ingenieros de suelos no tenían claros ó despreciaban los conceptos estructurales; ó los ingenieros constructores no tuvieron en cuenta las recomendaciones de los Ingenieros de Suelos ó los Estructurales. (Diseño y construcción de cimentaciones Luis Garza Vásquez., I.C. M.I.).

En lo referente al proyecto algunas de las recomendaciones específicas son:

- ❏ El Instituto del Verbo Encarnado es una institución sin fines de lucro por lo que el proyecto es de carácter social. En el financiamiento de las obras se deberá priorizar las de mayor relevancia y en lo posible realizar las obras siguiendo un cronograma y secuencia técnica, lo cual permitirá optimizar tanto recursos económicos como talento humano (en el proyecto se presenta una propuesta de trabajo).
- ❏ Seguir las especificaciones técnicas y procesos constructivos para cada obra planteada, de esta manera se tendrán obras que garanticen seguridad, calidad y protección al medio ambiente.
- ❏ Para la construcción de nuevas obras de infraestructura se recomienda como alternativa de cimentación plinto aislado en el sector donde se encuentra ubicado el pozo de perforación N° 1, ya que de acuerdo al análisis realizado se determinó que en ese sector se presentan las condiciones más favorables de construcción, lo cual garantiza la estabilidad de las obras civiles y de esta manera proteger la inversión realizada por el Instituto del Verbo Encarnado.
- ❏ Realizar el mantenimiento de las obras de mitigación (lo que implica un monitoreo y actualización), lo que garantizará su correcto funcionamiento.

- ✚ Restaurar y/o recuperar el sistema de drenaje existente en el sitio de estudio ya que de esta manera se trabajaría adecuadamente, se abarcaría mayor terreno drenado y se reducirán gastos constructivos

- ✚ Incluir en las medidas a tomar la siembra de especies forestales nativas del lugar que permitan controlar en la presencia de aguas subterráneas, además es una alternativa ambientalmente sustentable.

- ✚ Este tipo de proyectos se deberían replicar en otras zonas de estudio, ya que se puede evidenciar que los problemas existentes en El Carmen son generalizados, de esta manera ayudar con la comunidad poniendo al servicio de la misma los conocimientos que se adquirieron a lo largo de la carrera, y así poner en práctica las habilidades, destrezas y competencias al “servicio de los demás”

BIBLIOGRAFÍA

- Amango Plastigama S.A.** (2009). *Especificaciones Suministro e Instalación de Tubería de PCV de pared corrugada para drenaje de suelos y vías*. Guayaquil. Departamento de Asistencia Técnica
- Bauzá, J.** (2008) *El Tratamiento de Suelos Arcillosos con Cal*. Ponencia en Congreso. Tratamiento de Materiais Com Cal e/Ou Cimento para Infra-Estruturas de Transporte. Oporto (Portugal).
- Crespo Villaza, C.** (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*, quinta edición. México: LIMUSA S.A.
- Das, Braja M.** (2006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, quinta edición, México. Cengage Learning Editores S.A.
- Ecuador. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones** (2002). *Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes*. Quito.
- Ecuador. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda** (2013). *Norma ecuatoriana de la Construcción NEC-10 Capítulo 7 Geotecnia y cimentaciones*. Quito.
- Ecuador. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.** (2013). *Datos históricos: anuarios meteorológicos 1964-2010*. Quito. INAMHI.
- España, Ministerio de Fomento** (2005). *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*, primera edición, Madrid. Edición Puertos del Estado.
- Esparza, C.** (2009). *Guía Didáctica de Geotecnia Parte II*. Loja: No publicado.
- Fiuba, Facultad de Ingeniería Departamento de Transporte.** *Apuntes de Pavimentos*, Buenos Aires. Universidad de Buenos Aires.
- Freire, V.** (2010). *“Estudio geológico-estructural e inventario de deslizamientos del Área Tres de la cuenca de Malacatos”*. Loja. Universidad Técnica Particular de Loja. Tesis.

- Juárez, E.** (2005). *Mecánica de suelos: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tomo 1.* México. Editorial Limusa.
- Montejo, A.** (2006). *Ingeniería de Pavimentos Fundamentos, estudios básicos y fundamentos*, tercera edición, Colombia. Panamericana Formas e Impresiones S.A.
- Nilson, A.** (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*, duodécima edición, Bogotá. McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Paraguay. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones** (2001). *Manual de Carreteras del Paraguay Normas para Obras de Drenaje Vial. Tomo 3. Volumen I.* Asunción.
- Rodríguez, J. Serra, J. Oteo, C.** (1994). *Curso Aplicado de Cimentaciones*, cuarta edición, Madrid. Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- Suárez, J.** (2009). *Deslizamientos: Técnicas de Remediación. Tomo II. Capítulo 2.- Obras de Drenaje y Subdrenaje.* Universidad Industrial de Santander.
- Torres, R.** (2008). *Análisis y diseño de Muros de Contención de Concreto Armado.* Segunda Impresión. Caracas. Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes.
- Ven Te Chow.** (1988). *Hidráulica de Canales Abiertos.* Santafé de Bogotá. McGraw-Hill Interamericana S.A.

ANEXOS

Anexo I.-Anexo fotográfico



Fotografía I.1. Calicata.

Fuente: La autora.



Fotografía I.2. Ensayo Triaxial.

Fuente: La autora.



Fotografía I.3. Infraestructura existente.

Fuente: La autora.



Fotografía I.4. Calicata: Presencia de nivel freático a 4 m.

Fuente: La autora



Fotografía I.5. Infraestructura existente.

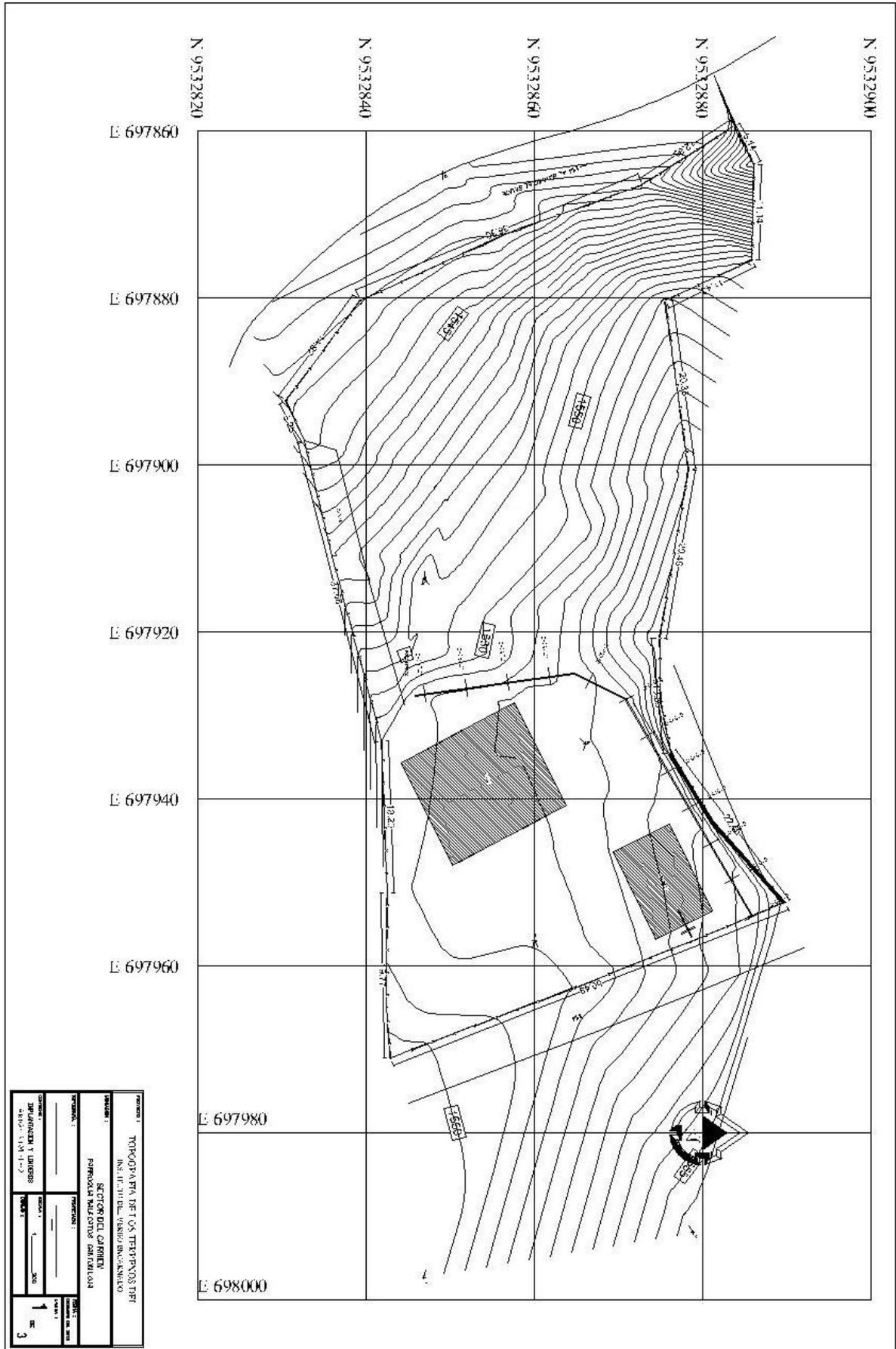
Fuente: La autora



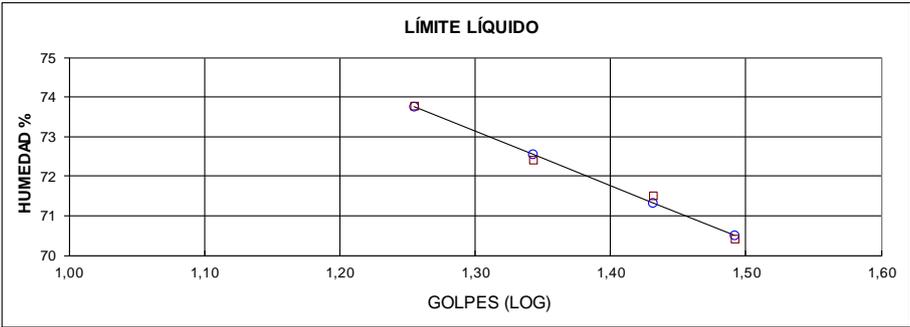
Fotografía I.6. Ensayos laboratorio: Granulometría

Fuente: La autora

Anexo II.-Plano topográfico



Anexo III.-Ensayos de laboratorio

 DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - SECCIÓN GEODINÁMICA ANEXO III. 1.- ENSAYO DE CLASIFICACIÓN						
PROYECTO : Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras para el Instituto del Verbo Encarnado						
LOCALIZAC : El Carmen - Malacatos ASESOR : MGS. CARMEN ESPARZA REALIZADO : Vanessa Alvarado Romero (TESISTA) FECHA : Agosto - 2013			NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27 POZO: 1 MUESTRA: 1 PROFUNDIDAD: 1 m			
	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		244,25 237,75	212,49 206,87	61,61 70,68	21,05 22,67	21,86
2.- LÍM. LÍQUIDO	18	76,44	72,16	66,36	73,79	71,79
	22	73,41	69,13	63,22	72,42	
	27	72,13	68,14	62,56	71,51	
	31	69,65	65,84	60,43	70,43	
3.- LÍMITE PLÁSTICO		60,77 62,43	60,56 62,24	59,49 61,25	19,63 19,19	19,41
4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN		
PESO IN= 555,30		(H/S)	S	GRAVA 0		
PESO INICIAL DE CÁLCULO:		555,30		ARENA 24		
				FINOS 96		
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 72,00 LP = 19,00 IP = 53,00		
1"	0,00	0	100			
3/4"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN SUCS : CH AASHTO: A-7-6 IG(86): 56 IG(45): 20		
1/2"	0,00	0	100			
3/8"	0,00	0	100			
No. 4	0,24	0	100			
No. 10	4,82	1	99			
No. 40	111,27	20	80			
No. 200	24,95	4	96			
141,28 LÍMITE LÍQUIDO 						
CLASIFICACIÓN SUCS: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH)						
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">..... MGS. CARMEN ESPARZA DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">..... VANESSA ALVARADO ROMERO TESISISTA</p> </div> </div>						



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - SECCIÓN GEODINÁMICA

ANEXO III. 1.- ENSAYO DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO : Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras para el Instituto del Verbo Encarnado

LOCALIZAC : El Carmen - Malacatos

NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27

ASESOR : MGS. CARMEN ESPARZA

POZO: 1

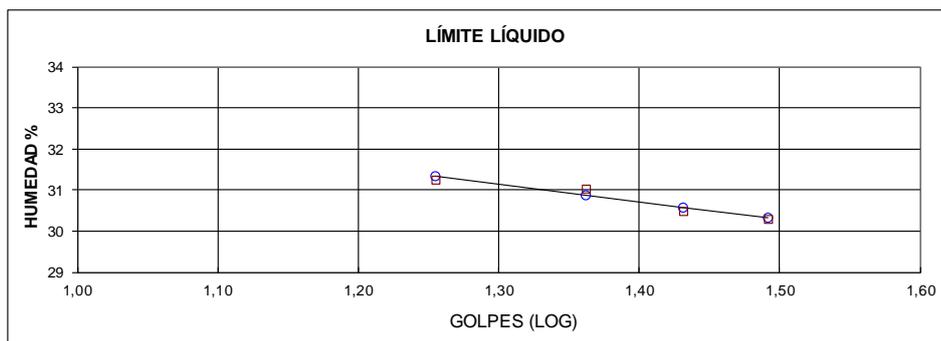
REALIZADO : Vanessa Alvarado Romero (TESISTA)

MUESTRA: 2

FECHA : Agosto - 2013

PROFUNDIDAD: 2 m

	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		326,81 317,53	307,20 299,94	64,45 66,54	8,08 7,54	7,81
2.- LÍM. LÍQUIDO	18 23 27 31	71,94 71,75 69,07 47,80	68,97 69,26 66,56 45,31	59,47 61,24 58,33 37,09	31,26 31,05 30,50 30,29	30,72
3.- LÍMITE PLÁSTICO		63,53 72,14	63,27 71,83	62,28 70,68	26,26 26,96	26,61
4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN		
PESO IN= 556,40 (H/S) S PESO INICIAL DE CÁLCULO: 556,40				GRAVA 0 ARENA 35 FINOS 65		
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 31,00 LP = 27,00 IP = 4,00		
1"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN SUCS : ML AASHTO: A-4 IG(86): 6 IG(45): 6		
3/4"	0,00	0	100			
1/2"	0,00	0	100			
3/8"	0,00	0	100			
No. 4	2,61	0	100			
No. 10	7,64	1	99			
No. 40	54,59	10	90			
No. 200	196,69	35	65			



CLASIFICACIÓN SUCS: Limos inorgánicos de baja plasticidad (ML)

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - SECCIÓN GEODINÁMICA

ANEXO III. 1.- ENSAYO DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO : Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras para el Instituto del Verbo Encarnado

LOCALIZAC : El Carmen - Malacatos

NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27

ASESOR : MGS. CARMEN ESPARZA

POZO: 1

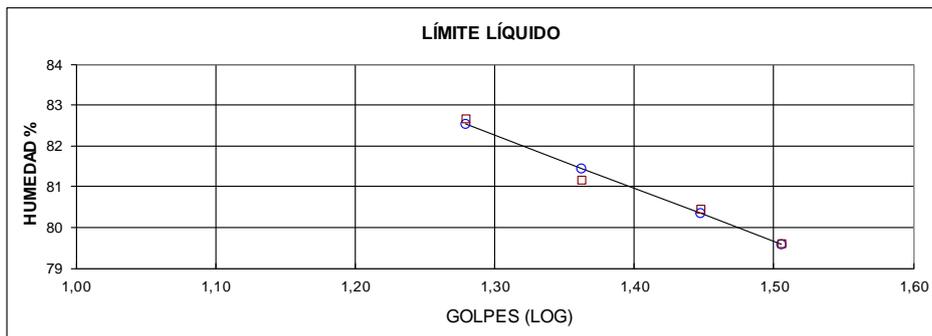
REALIZADO : Vanessa Alvarado Romero (TESISISTA)

MUESTRA: 3

FECHA : Agosto - 2013

PROFUNDIDAD: 3 m

	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		239,15 250,96	199,51 210,44	63,63 70,72	29,17 29,00	29,09
2.- LÍM. LÍQUIDO	19 23 28 32	45,49 69,26 68,48 68,01	42,10 65,90 65,72 64,26	38,00 61,76 62,29 59,55	82,68 81,16 80,47 79,62	80,98
3.- LÍMITE PLÁSTICO		65,32 60,78	65,12 60,59	64,44 59,94	29,41 29,23	29,32
4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN		
PESO IN= 555,30		(H/S)	S	GRAVA		0
PESO INICIAL DE CÁLCULO:			555,30	ARENA		3
				FINOS		97
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 81,00		
1"	0,00	0	100	LP = 29,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = 52,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	0,00	0	100	SUCS : CH		
No. 4	0,00	0	100	AASHTO: A-7-6		
No. 10	0,40	0	100	IG(86): 59		
No. 40	17,15	3	97	IG(45): 20		
No. 200	19,01	3	97			



CLASIFICACIÓN SUCS: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH)

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - SECCIÓN GEODINÁMICA

ANEXO III. 1.- ENSAYO DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO : Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras para el Instituto del Verbo Encarnado

LOCALIZAC : El Carmen - Malacatos

NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27

ASESOR : MGS. CARMEN ESPARZA

POZO: 2

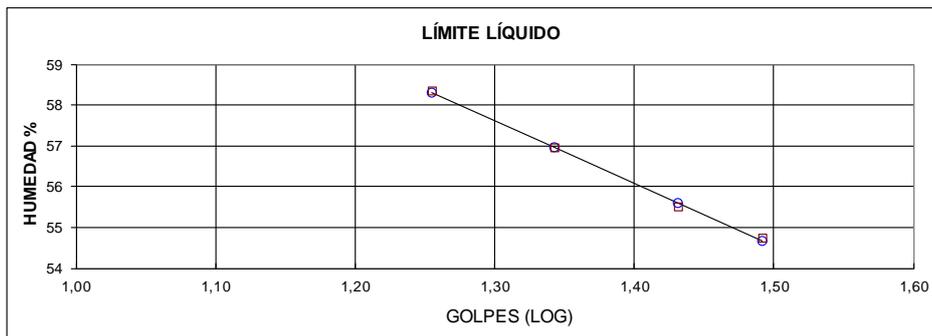
REALIZADO : Vanessa Alvarado Romero (TESISTA)

MUESTRA: 1

FECHA : Agosto - 2013

PROFUNDIDAD: 1,2 m

	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		250,81 270,06	216,13 235,62	56,49 71,10	21,72 20,93	21,33
2.- LÍM. LÍQUIDO	18	70,86	67,19	60,90	58,35	56,11
	22	73,97	70,57	64,60	56,95	
	27	64,22	60,75	54,50	55,52	
	31	78,45	75,39	69,80	54,74	
3.- LÍMITE PLÁSTICO		61,68 58,12	61,47 57,88	60,23 56,47	16,94 17,02	16,98
4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN		
PESO IN= 553,20		(H/S)	S	GRAVA		1
PESO INICIAL DE CÁLCULO:			553,20	ARENA		19
				FINOS		80
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 56,00 LP = 17,00 IP = 39,00		
1"	0,00	0	100			
3/4"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN SUCS : CH AASHTO: A-7-6 IG(86): 32 IG(45): 19		
1/2"	6,08	1	99			
3/8"	3,20	1	99			
No. 4	7,24	1	99			
No. 10	9,12	2	98			
No. 40	32,07	6	94			
No. 200	108,75	20	80			



CLASIFICACIÓN SUCS: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH)

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
 DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
 TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - SECCIÓN GEODINÁMICA

ANEXO III. 1.- ENSAYO DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO : Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras para el Instituto del Verbo Encarnado

LOCALIZAC : El Carmen - Malacatos

NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27

ASESOR : MGS. CARMEN ESPARZA

POZO: 2

REALIZADO : Vanessa Alvarado Romero (TESISTA)

MUESTRA: 2

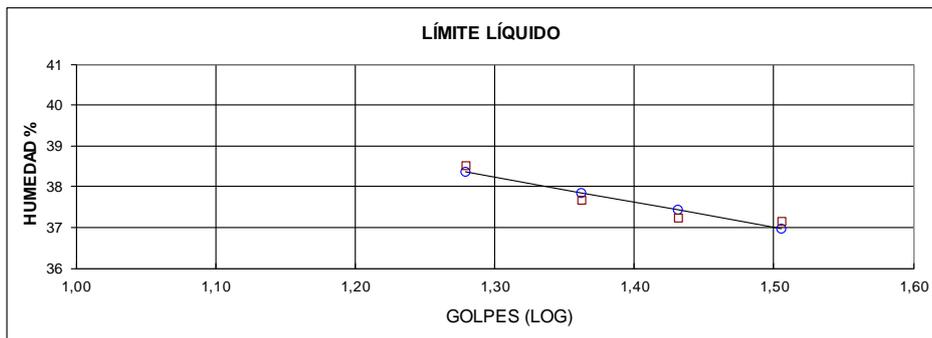
FECHA : Agosto - 2013

PROFUNDIDAD: 2 m

	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		290,56 295,77	250,17 254,11	72,31 68,58	22,71 22,45	22,58
2.- LÍM. LÍQUIDO	19 23 27 32	71,35 76,17 76,06 79,38	68,63 73,28 73,17 76,46	61,57 65,61 65,41 68,60	38,53 37,68 37,24 37,15	37,63
3.- LÍMITE PLÁSTICO		67,08 67,49	66,84 67,18	65,32 65,15	15,79 15,27	15,53

4.- GRANULOMETRÍA	5.- CLASIFICACIÓN
PESO IN= 561,52 (H/S) S	GRAVA 1
PESO INICIAL DE CÁLCULO: 561,52	ARENA 29
	FINOS 70

TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	
1"	0,00	0	100	LL = 38,00
3/4"	0,00	0	100	
1/2"	0,00	0	100	LP = 16,00
3/8"	6,40	1	99	IP = 22,00
No. 4	6,50	1	99	CLASIFICACIÓN SUCS : CL AASHTO: A-6 IG(86): 14 IG(45): 12
No. 10	12,40	2	98	
No. 40	50,63	9	91	
No. 200	168,84	30	70	



CLASIFICACIÓN SUCS: Arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL)

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - SECCIÓN GEODINÁMICA

ANEXO III. 1.- ENSAYO DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO : Estudio de evaluación de obras existentes y prospección de futuras para el Instituto del Verbo Encarnado

LOCALIZAC : El Carmen - Malacatos

NORMA: ASTM D 4318, AASHTO T-27

ASESOR : MGS. CARMEN ESPARZA

POZO: 2

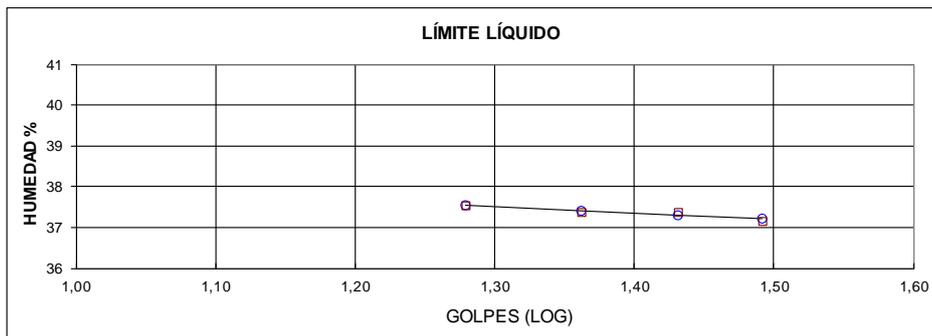
REALIZADO : Vanessa Alvarado Romero (TESISISTA)

MUESTRA: 3

FECHA : Agosto - 2013

PROFUNDIDAD: 3,30 m

	GOLPES	PESO HUM.	PESO SECO	CÁPSULA	w %	RESULTADO
1.CONTENIDO DE AGUA		342,74 317,23	290,91 268,99	68,20 65,19	23,27 23,67	23,47
2.- LÍM. LÍQUIDO	19 23 27 31	74,63 74,35 70,87 77,71	71,51 71,14 68,04 74,64	63,20 62,55 60,47 66,38	37,55 37,37 37,38 37,17	37,36
3.- LÍMITE PLÁSTICO		72,57 69,94	72,30 69,69	70,71 68,20	16,98 16,78	16,88
4.- GRANULOMETRÍA				5.- CLASIFICACIÓN		
PESO IN= 550,40		(H/S)	S	GRAVA		3
PESO INICIAL DE CÁLCULO:			550,40	ARENA		29
				FINOS		71
TAMIZ	PESO RT.	% RET	% PASA	LL = 37,00		
1"	0,00	0	100	LP = 17,00		
3/4"	0,00	0	100	IP = 20,00		
1/2"	0,00	0	100	CLASIFICACIÓN		
3/8"	1,30	0	100	SUCS : CL		
No. 4	16,55	3	97	AASHTO: A-6		
No. 10	25,80	5	95	IG(86): 13		
No. 40	48,66	9	91	IG(45): 11		
No. 200	158,64	29	71			



CLASIFICACIÓN SUCS: Arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL)

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL
INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 1

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 1 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 16-09-2013

HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS

PROBETA No.	1	2	3
DIMENSIONES			
DIÁMETRO cm.	3,50	3,52	3,52
ALTURA cm.	7,53	7,43	7,42
ÁREA Corr cm.	9,63	9,71	9,74
VOLUMEN cm ³ .	72,49	72,13	72,23
PESO gr.	145,90	143,40	145,16
CONTENIDO DE AGUA			
Peso Hum. :	71,77	68,26	70,19
Peso Seco :	70,20	66,40	69,21
Peso Cap. :	62,50	57,30	64,50
w (%) :	20,39	20,44	20,81
DENSIDADES			
NATURAL gr/cm ³	2,01	1,99	2,01
SECA gr/cm ³	1,67	1,65	1,66
DE SOLID. gr/cm ³			

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos - UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 1

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 1 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 16-09-2013

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: 01

<----- -- 1 --- ----->

Constante anillo de prueba:

0,85

Presión de Conf. (Kg/cm2):

0,50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corr. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,63	0,00	0,00	0,00
5	0,17	9,64	9,00	7,65	0,79
10	0,34	9,66	19,00	16,15	1,67
20	0,67	9,69	32,00	27,20	2,81
30	1,01	9,73	40,50	34,43	3,54
40	1,35	9,76	45,50	38,68	3,96
50	1,69	9,79	49,50	42,08	4,30
60	2,02	9,83	52,00	44,20	4,50
70	2,36	9,86	55,00	46,75	4,74
80	2,70	9,89	56,50	48,03	4,85
90	3,04	9,93	58,50	49,73	5,01
100	3,37	9,96	60,00	51,00	5,12
110	3,71	10,00	61,00	51,85	5,19
120	4,05	10,03	62,00	52,70	5,25
130	4,39	10,07	63,50	53,98	5,36
140	4,72	10,10	64,50	54,83	5,43
150	5,06	10,14	65,50	55,68	5,49
160	5,40	10,18	66,50	56,53	5,55
170	5,73	10,21	67,50	57,38	5,62
180	6,07	10,25	68,00	57,80	5,64
190	6,41	10,29	69,00	58,65	5,70
200	6,75	10,32	69,50	59,08	5,72
210	7,08	10,36	70,00	59,50	5,74
220	7,42	10,40	70,50	59,93	5,76
230	7,76	10,44	71,00	60,35	5,78
240	8,10	10,47	71,50	60,78	5,80
250	8,43	10,51	72,00	61,20	5,82
260	8,77	10,55	72,00	61,20	5,80
270	9,11	10,59	72,50	61,63	5,82
280	9,44	10,63	73,00	62,05	5,84
290	9,78	10,67	73,00	62,05	5,82

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

5,84

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

6,34

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos - UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

INSTITUCIÓN:

FISCALIZACIÓN:

SOLICITADO:

FECHA: 16-09-2013

NORMA:

ENSAYO:

CALICATA No.:

PROFUND. (m):

REALIZADO :

ASTM D2850

U-U

1

1 m.

A.T.

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.:

Constante anillo de prueba:

Presión de Conf. (Kg/cm2):

<----- - 2 ----->

0,85

1,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,71	0,00	0,00	0,00
5	0,17	9,73	7,00	5,95	0,61
10	0,34	9,75	13,00	11,05	1,13
20	0,67	9,78	29,00	24,65	2,52
30	1,01	9,81	41,00	34,85	3,55
40	1,35	9,85	49,00	41,65	4,23
50	1,69	9,88	54,50	46,33	4,69
60	2,02	9,92	60,00	51,00	5,14
70	2,36	9,95	63,00	53,55	5,38
80	2,70	9,98	66,50	56,53	5,66
90	3,04	10,02	69,50	59,08	5,90
100	3,37	10,05	71,50	60,78	6,04
110	3,71	10,09	73,00	62,05	6,15
120	4,05	10,12	75,00	63,75	6,30
130	4,39	10,16	76,00	64,60	6,36
140	4,72	10,20	77,00	65,45	6,42
150	5,06	10,23	77,00	65,45	6,40

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

6,42

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

7,42

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos - UTPL.

MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO
OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN NORMA: ASTM D2850
LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS ENSAYO: U-U
INSTITUCIÓN: CALICATA No.: 1
FISCALIZACIÓN: PROFUND.(m): 1 m.
SOLICITADO: REALIZADO : A.T.
FECHA: 16-09-2013

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 3 ----->
Constante anillo de prueba: 0,85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 2,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corr. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,74	0,00	0,00	0,00
5	0,17	9,76	8,50	7,23	0,74
10	0,34	9,77	16,50	14,03	1,44
20	0,69	9,81	31,00	26,35	2,69
30	1,03	9,84	42,50	36,13	3,67
40	1,37	9,87	50,50	42,93	4,35
50	1,71	9,91	56,50	48,03	4,85
60	2,06	9,94	60,00	51,00	5,13
70	2,40	9,98	64,00	54,40	5,45
80	2,74	10,01	67,00	56,95	5,69
90	3,08	10,05	69,00	58,65	5,84
100	3,43	10,09	71,50	60,78	6,03
110	3,77	10,12	74,00	62,90	6,21
120	4,11	10,16	75,50	64,18	6,32
130	4,45	10,19	77,00	65,45	6,42
140	4,80	10,23	78,50	66,73	6,52
150	5,14	10,27	79,00	67,15	6,54
160	5,48	10,30	80,00	68,00	6,60
170	5,82	10,34	81,00	68,85	6,66
180	6,17	10,38	81,00	68,85	6,63

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 6,66
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 8,66

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tésista Vanessa Alvarado entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos - UTPL.

MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA

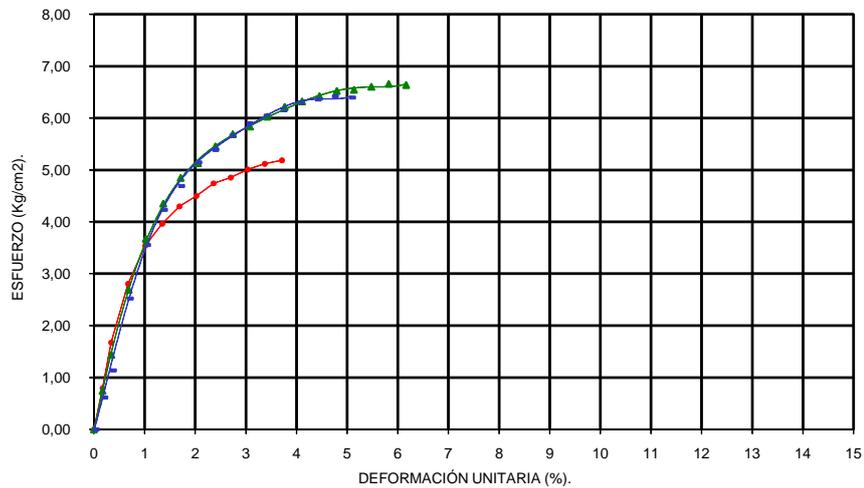


DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E ING.CIVIL

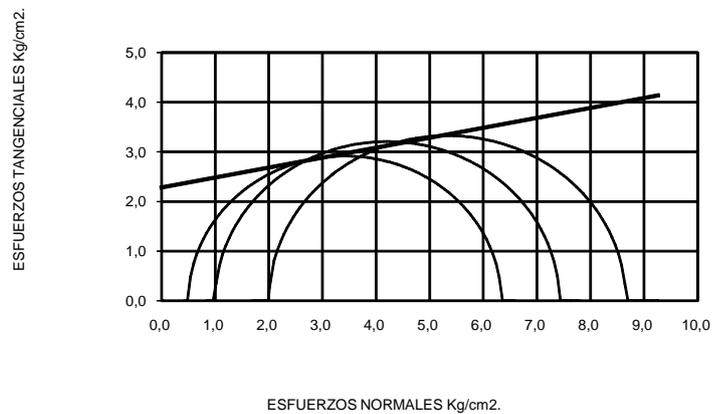
LABORATORIOS DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESFUERZO Vs DEFORMACIÓN.



CIRCULO DE MOHR



$$\begin{aligned} \text{COHESIÓN (C)} &= 2,20 \text{ Kg/cm}^2. \\ \text{ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA } (\phi) &= 13^\circ \end{aligned}$$

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

NORMA: ASTM D2850

ENSAYO: U-U

CALICATA No.: 1

INSTITUCIÓN:

PROFUND.(m): 3 m.

FISCALIZACIÓN:

REALIZADO : A.T.

SOLICITADO:

FECHA: 16-09-2013

HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS

PROBETA No.	1	2	3
DIMENSIONES			
DIÁMETRO cm.	3,50	3,53	3,52
ALTURA cm.	6,92	8,78	7,58
ÁREA Corr cm.	9,62	9,81	9,72
VOLUMEN cm ³ .	66,54	86,10	73,72
PESO gr.	118,61	164,56	145,42
CONTENIDO DE AGUA			
Peso Hum. :	94,40	91,63	92,35
Peso Seco :	87,70	84,40	85,30
Peso Cap. :	61,60	58,30	59,14
w (%) :	25,67	27,70	26,95
DENSIDADES			
NATURAL gr/cm ³	1,78	1,91	1,97
SECA gr/cm ³	1,42	1,50	1,55
DE SOLID. gr/cm ³			

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA Y MINAS E INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 1

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 3 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 16-09-2013

0,00

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: 01

<-----

--- 1 ---

----->

Constante anillo de prueba:

0,85

Presión de Conf. (Kg/cm2):

0,50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,62	0,00	0,00	0,00
5	0,18	9,64	10,00	8,50	0,88
10	0,37	9,65	19,00	16,15	1,67
20	0,73	9,69	25,00	21,25	2,19
30	1,10	9,72	30,00	25,50	2,62
40	1,47	9,76	34,00	28,90	2,96
50	1,84	9,80	37,00	31,45	3,21
60	2,20	9,83	39,50	33,58	3,41
70	2,57	9,87	41,50	35,28	3,57
80	2,94	9,91	43,50	36,98	3,73
90	3,30	9,95	45,50	38,68	3,89
100	3,67	9,98	47,00	39,95	4,00
110	4,04	10,02	48,00	40,80	4,07
120	4,41	10,06	49,00	41,65	4,14
130	4,77	10,10	50,00	42,50	4,21
140	5,14	10,14	50,50	42,93	4,23
150	5,51	10,18	51,00	43,35	4,26
160	5,87	10,22	51,50	43,78	4,28
170	6,24	10,26	51,50	43,78	4,27
180	6,61	10,30	52,00	44,20	4,29
190	6,97	10,34	52,00	44,20	4,28
200	7,34	10,38	52,50	44,63	4,30
210	7,71	10,42	52,50	44,63	4,28

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

4,30

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

4,80

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

INSTITUCIÓN:

FISCALIZACIÓN:

SOLICITADO:

FECHA: 16-09-2013

NORMA:

ENSAYO:

CALICATA No.:

PROFUND. (m):

REALIZADO :

0,00

ASTM D2850

U-U

1

3 m.

A.T.

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.:

Constante anillo de prueba:

Presión de Conf. (Kg/cm2):

<----- - 2 ----->

0,85

1,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,81	0,00	0,00	0,00
5	0,18	9,82	8,00	6,80	0,69
10	0,37	9,84	14,00	11,90	1,21
20	0,73	9,88	28,00	23,80	2,41
30	1,10	9,91	38,00	32,30	3,26
40	1,47	9,95	46,00	39,10	3,93
50	1,84	9,99	52,00	44,20	4,43
60	2,20	10,03	57,00	48,45	4,83
70	2,57	10,06	60,00	51,00	5,07
80	2,94	10,10	61,50	52,28	5,17
90	3,30	10,14	62,50	53,13	5,24
100	3,67	10,18	63,00	53,55	5,26
110	4,04	10,22	63,00	53,55	5,24

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

5,26

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

6,26

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada la tésista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO
OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN
LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS
INSTITUCIÓN:
FISCALIZACIÓN:
SOLICITADO:
FECHA: 16-09-2013

NORMA: ASTM D2850
ENSAYO: U-U
CALICATA No.: 1
PROFUND.(m): 3 m.
REALIZADO : A.T.
0,00

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 3 ----->
Constante anillo de prueba: 0,85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 2,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corr. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,72	0,00	0,00	0,00
5	0,17	9,74	8,00	6,80	0,70
10	0,34	9,76	12,00	10,20	1,05
20	0,67	9,79	23,00	19,55	2,00
30	1,01	9,82	31,00	26,35	2,68
40	1,34	9,86	37,50	31,88	3,23
50	1,68	9,89	41,50	35,28	3,57
60	2,01	9,92	46,00	39,10	3,94
70	2,35	9,96	49,50	42,08	4,23
80	2,68	9,99	51,50	43,78	4,38
90	3,02	10,03	55,00	46,75	4,66
100	3,35	10,06	57,00	48,45	4,82
110	3,69	10,10	59,00	50,15	4,97
120	4,02	10,13	60,00	51,00	5,03
130	4,36	10,17	61,50	52,28	5,14
140	4,69	10,20	62,00	52,70	5,16
150	5,03	10,24	64,00	54,40	5,31
160	5,36	10,28	65,00	55,25	5,38
170	5,70	10,31	66,00	56,10	5,44
180	6,03	10,35	66,50	56,53	5,46
190	6,37	10,39	67,00	56,95	5,48
200	6,70	10,42	68,00	57,80	5,55
210	7,04	10,46	68,50	58,23	5,57
220	7,37	10,50	69,00	58,65	5,59
230	7,71	10,54	69,00	58,65	5,57
240	8,04	10,58	69,50	59,08	5,59
250	8,38	10,61	69,50	59,08	5,57
260	8,71	10,65	70,00	59,50	5,59
270	9,05	10,69	70,00	59,50	5,56

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 5,59
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 7,59

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada la tésista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

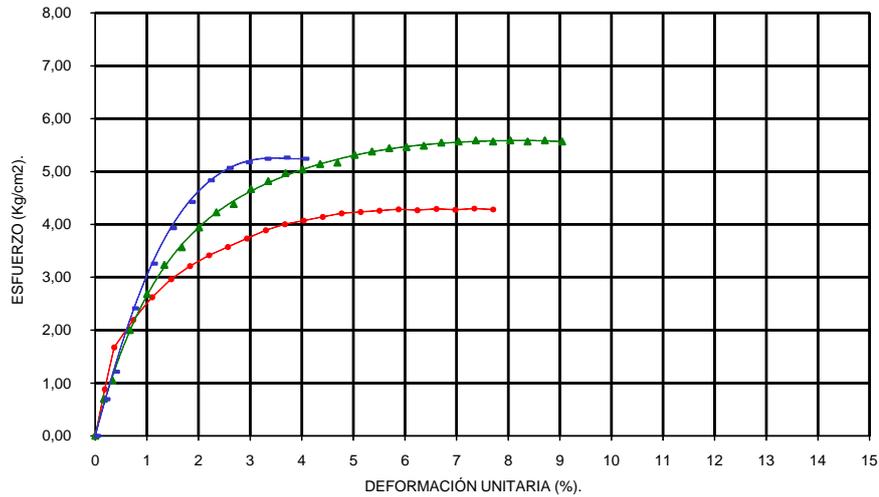
.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



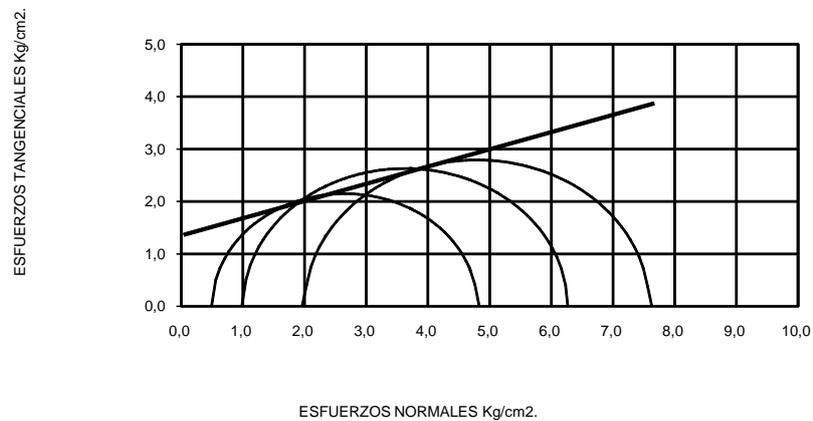
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E ING.CIVIL
LABORATORIOS DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESFUERZO Vs DEFORMACIÓN.



CIRCULO DE MOHR



COHESIÓN (C) = 1,35 Kg/cm².
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ø) = 20°

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la testista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL
INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 2

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 2 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 16-09-2013

HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS

PROBETA No.	1	2	3
DIMENSIONES			
DIÁMETRO cm.	3,69	3,65	3,57
ALTURA cm.	6,97	7,11	7,88
ÁREA Corr cm.	10,69	10,44	9,97
VOLUMEN cm ³ .	74,49	74,20	78,48
PESO gr.	148,20	150,42	162,67
CONTENIDO DE AGUA			
Peso Hum. :	171,00	164,60	290,56
Peso Seco :	151,12	147,02	250,17
Peso Cap. :	60,86	59,46	72,31
w (%) :	22,03	20,08	22,71
DENSIDADES			
NATURAL gr/cm ³	1,99	2,03	2,07
SECA gr/cm ³	1,63	1,69	1,69
DE SOLID. gr/cm ³			

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA Y MINAS E INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 2

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 2 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 16-09-2013

0,00

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: 01

<-----

--- 1 ---

----->

Constante anillo de prueba:

0,85

Presión de Conf. (Kg/cm2):

0,50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	10,69	0,00	0,00	0,00
5	0,18	10,71	1,50	1,28	0,12
10	0,36	10,73	2,00	1,70	0,16
20	0,73	10,77	2,50	2,13	0,20
30	1,09	10,81	3,00	2,55	0,24
40	1,46	10,85	3,50	2,98	0,27
50	1,82	10,89	4,00	3,40	0,31
60	2,19	10,93	4,50	3,83	0,35
70	2,55	10,97	5,00	4,25	0,39
80	2,92	11,01	5,50	4,68	0,42
90	3,28	11,05	6,00	5,10	0,46
100	3,64	11,09	6,50	5,53	0,50
120	4,37	11,18	7,00	5,95	0,53
140	5,10	11,26	7,50	6,38	0,57
160	5,83	11,35	8,00	6,80	0,60
180	6,56	11,44	8,50	7,23	0,63
200	7,29	11,53	9,00	7,65	0,66
220	8,02	11,62	9,50	8,08	0,69
240	8,75	11,71	10,00	8,50	0,73
260	9,48	11,81	10,50	8,93	0,76
280	10,21	11,90	11,00	9,35	0,79
300	10,93	12,00	11,50	9,78	0,81
320	11,66	12,10	11,50	9,78	0,81

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

0,79
1,29

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

INSTITUCIÓN:

FISCALIZACIÓN:

SOLICITADO:

FECHA: 16-09-2013

NORMA:

ENSAYO:

CALICATA No.:

PROFUND. (m):

REALIZADO :

0,00

ASTM D2850

U-U

2

2 m.

A.T.

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.:

Constante anillo de prueba:

Presión de Conf. (Kg/cm2):

<----- - 2 ----->

0,85

1,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	10,44	0,00	0,00	0,00
5	0,18	10,45	1,50	1,28	0,12
10	0,36	10,47	1,50	1,28	0,12
20	0,73	10,51	2,00	1,70	0,16
30	1,09	10,55	3,00	2,55	0,24
40	1,46	10,59	3,10	2,64	0,25
50	1,82	10,63	3,50	2,98	0,28
60	2,19	10,67	4,00	3,40	0,32
70	2,55	10,71	4,50	3,83	0,36
80	2,92	10,75	5,00	4,25	0,40
90	3,28	10,79	5,50	4,68	0,43
100	3,64	10,83	6,00	5,10	0,47
120	4,37	10,91	7,00	5,95	0,55
140	5,10	11,00	8,00	6,80	0,62
160	5,83	11,08	9,00	7,65	0,69
180	6,56	11,17	9,50	8,08	0,72
200	7,29	11,26	10,00	8,50	0,76
220	8,02	11,35	10,00	8,50	0,75
240	8,75	11,44	11,50	9,78	0,85
260	9,48	11,53	12,00	10,20	0,88
280	10,21	11,62	12,50	10,63	0,91
300	10,93	11,72	13,00	11,05	0,94
300	10,93	11,72	13,00	11,05	0,94

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

0,94

1,94

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tésista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO
OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN NORMA: ASTM D2850
LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS ENSAYO: U-U
INSTITUCIÓN: CALICATA No.: 2
FISCALIZACIÓN: PROFUND.(m): 2 m.
SOLICITADO: REALIZADO : A.T.
FECHA: 16-09-2013 0,00

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 3 ----->
Constante anillo de prueba: 0,85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 2,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	9,97	0,00	0,00	0,00
5	0,16	9,98	3,00	2,55	0,26
10	0,32	10,00	4,00	3,40	0,34
20	0,65	10,03	6,50	5,53	0,55
30	0,97	10,06	8,50	7,23	0,72
40	1,29	10,10	10,00	8,50	0,84
50	1,61	10,13	11,00	9,35	0,92
60	1,94	10,16	12,00	10,20	1,00
70	2,26	10,20	13,00	11,05	1,08
80	2,58	10,23	13,50	11,48	1,12
90	2,90	10,26	14,50	12,33	1,20
100	3,23	10,30	15,50	13,18	1,28
120	3,87	10,37	16,00	13,60	1,31
140	4,52	10,44	16,00	13,60	1,30
160	5,16	10,51	16,00	13,60	1,29

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 1,31
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 3,31

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tésista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 2

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 3,3 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 15-01-2013

HOJA 1: DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS

PROBETA No.	1	2	3
DIMENSIONES			
DIÁMETRO cm.	3,67	3,66	3,64
ALTURA cm.	7,12	7,16	7,52
ÁREA Corr cm.	10,55	10,55	10,42
VOLUMEN cm ³ .	75,13	75,49	78,39
PESO gr.	152,38	151,66	160,40
CONTENIDO DE AGUA			
Peso Hum. :	200,20	168,30	342,74
Peso Seco :	178,23	144,42	290,91
Peso Cap. :	70,70	37,11	68,20
w (%) :	20,43	22,25	23,27
DENSIDADES			
NATURAL gr/cm ³	2,03	2,01	2,05
SECA gr/cm ³	1,68	1,64	1,66
DE SOLID. gr/cm ³			

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesisista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA Y MINAS E INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

NORMA: ASTM D2850

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

ENSAYO: U-U

INSTITUCIÓN:

CALICATA No.: 2

FISCALIZACIÓN:

PROFUND.(m): 3,3 m.

SOLICITADO:

REALIZADO : A.T.

FECHA: 15-01-2013

0,00

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: 01

<-----

--- 1 ---

----->

Constante anillo de prueba:

0,85

Presión de Conf. (Kg/cm2):

0,50

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corrg. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	10,55	0,00	0,00	0,00
5	0,18	10,57	0,50	0,43	0,04
10	0,36	10,59	1,00	0,85	0,08
20	0,71	10,63	2,00	1,70	0,16
30	1,07	10,67	2,10	1,79	0,17
40	1,43	10,71	2,60	2,21	0,21
50	1,78	10,75	3,00	2,55	0,24
60	2,14	10,79	3,50	2,98	0,28
70	2,50	10,82	4,00	3,40	0,31
80	2,85	10,86	4,50	3,83	0,35
90	3,21	10,90	5,00	4,25	0,39
100	3,57	10,95	5,50	4,68	0,43
120	4,28	11,03	6,50	5,53	0,50
140	5,00	11,11	7,20	6,12	0,55
160	5,71	11,19	8,00	6,80	0,61
180	6,42	11,28	8,60	7,31	0,65
200	7,14	11,37	9,10	7,74	0,68
220	7,85	11,45	9,50	8,08	0,71
240	8,56	11,54	10,00	8,50	0,74
260	9,28	11,63	10,10	8,59	0,74
280	9,99	11,73	10,50	8,93	0,76
300	10,71	11,82	10,90	9,27	0,78
320	11,42	11,92	11,00	9,35	0,78
340	12,13	12,01	11,00	9,35	0,78

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

0,76

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

1,26

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS

INSTITUCIÓN:

FISCALIZACIÓN:

SOLICITADO:

FECHA: 15-01-2013

NORMA:

ENSAYO:

CALICATA No.:

PROFUND. (m):

REALIZADO :

0,00

ASTM D2850

U-U

2

3,3 m.

A.T.

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.:

Constante anillo de prueba:

Presión de Conf. (Kg/cm2):

<----- - 2 ----->

0,85

1,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corr. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	10,55	0,00	0,00	0,00
5	0,18	10,57	0,50	0,43	0,04
10	0,36	10,59	1,50	1,28	0,12
20	0,71	10,62	2,00	1,70	0,16
30	1,07	10,66	3,00	2,55	0,24
40	1,43	10,70	4,00	3,40	0,32
50	1,78	10,74	5,00	4,25	0,40
60	2,14	10,78	5,80	4,93	0,46
70	2,50	10,82	6,30	5,36	0,49
80	2,85	10,86	7,00	5,95	0,55
90	3,21	10,90	7,50	6,38	0,58
100	3,57	10,94	8,00	6,80	0,62
120	4,28	11,02	8,90	7,57	0,69
140	5,00	11,10	9,40	7,99	0,72
160	5,71	11,19	10,00	8,50	0,76
180	6,42	11,27	10,40	8,84	0,78
200	7,14	11,36	10,80	9,18	0,81
220	7,85	11,45	11,00	9,35	0,82
240	8,56	11,54	11,50	9,78	0,85
260	9,28	11,63	11,80	10,03	0,86
280	9,99	11,72	12,00	10,20	0,87
300	10,71	11,81	12,00	10,20	0,86

RESULTADOS:

ESF. DESV. : (Kg/cm2) =

ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) =

0,87

1,87

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTP

MGS. CARMEN ESPARZA

DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

VANESSA ALVARADO ROMERO

TESISTA



DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS - UTP

INF-LAB-UCG-001-2013

PROYECTO : ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO
OBRA : DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN
LOCALIZAC: EL CARMEN-LANDANGUI, PARROQUIA MALACATOS
INSTITUCIÓN:
FISCALIZACIÓN:
SOLICITADO:
FECHA: 15-01-2013

NORMA: ASTM D2850
ENSAYO: U-U
CALICATA No.: 2
PROFUND.(m): 3,3 m.
REALIZADO : A.T.
0,00

REGISTRO DEL ENSAYO

PROBETA No.: <----- - 3 ----->
Constante anillo de prueba: 0,85
Presión de Conf. (Kg/cm2): 2,00

Dial Deform. .001 "	Deform. Unit. (%)	Área Corr. (cm2)	Dial Carga .001 "	Carga (kg)	Tensión Desviante (Kg/cm2)
0	0,00	10,42	0,00	0,00	0,00
5	0,17	10,44	1,10	0,94	0,09
10	0,34	10,46	1,80	1,53	0,15
20	0,68	10,49	2,30	1,96	0,19
30	1,01	10,53	3,00	2,55	0,24
40	1,35	10,57	3,50	2,98	0,28
50	1,69	10,60	4,00	3,40	0,32
60	2,03	10,64	4,50	3,83	0,36
70	2,36	10,68	5,00	4,25	0,40
80	2,70	10,71	5,50	4,68	0,44
90	3,04	10,75	6,00	5,10	0,47
100	3,38	10,79	7,00	5,95	0,55
120	4,05	10,86	7,70	6,55	0,60
140	4,73	10,94	8,10	6,89	0,63
160	5,40	11,02	8,90	7,57	0,69
180	6,08	11,10	9,10	7,74	0,70
200	6,75	11,18	9,80	8,33	0,75
220	7,43	11,26	10,10	8,59	0,76
240	8,11	11,34	10,30	8,76	0,77
260	8,78	11,43	10,80	9,18	0,80
280	9,46	11,51	11,00	9,35	0,81
300	10,13	11,60	11,10	9,44	0,81
320	10,81	11,69	11,50	9,78	0,84
340	11,48	11,78	12,00	10,20	0,87
360	12,16	11,87	12,50	10,63	0,90
380	12,83	11,96	13,00	11,05	0,92
400	13,51	12,05	13,50	11,48	0,95
420	14,18	12,15	13,80	11,73	0,97
440	14,86	12,24	14,00	11,90	0,97
460	15,54	12,34	14,00	11,90	0,96

RESULTADOS: ESF. DESV. : (Kg/cm2) = 0,97
ESF. PRINCIPAL: (Kg/cm2) = 2,97

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tésista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTP

.....
MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

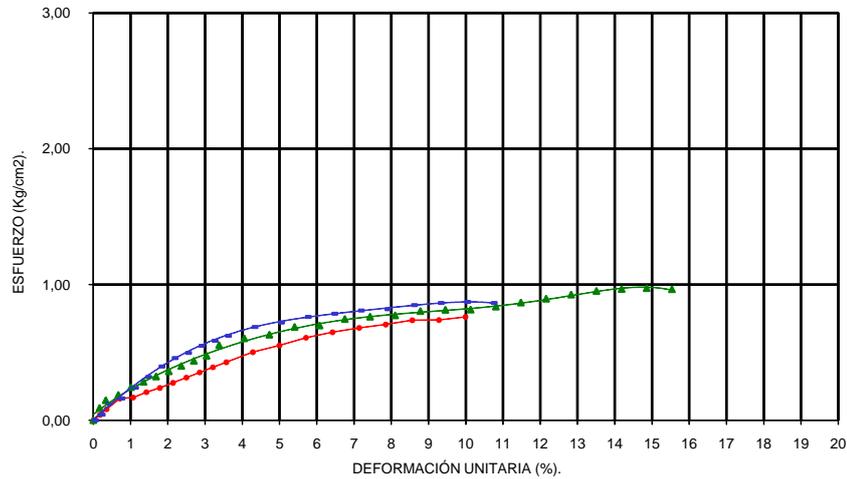
.....
VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA



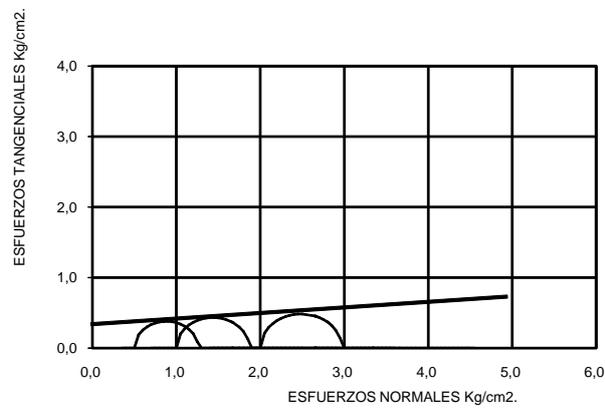
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E ING.CIVIL
LABORATORIOS DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESFUERZO Vs DEFORMACIÓN.



CIRCULO DE MOHR



COHESIÓN (C) = 0,35 Kg/cm².
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ø) = 5°

OBSERVACIONES: La toma de muestras fué realizada por la tesista Vanessa Alvarado y entregada al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UTPL.

MGS. CARMEN ESPARZA
DIRECTORA DEL PROYECTO DE FIN DE CARRERA

VANESSA ALVARADO ROMERO
TESISTA

ANEXO IV.-DISEÑOS: MEDIDAS DE MITIGACIÓN

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

CALICATA N° 1

HOJA 1 de 2

ESTUDIO DE EVALUACION DE OBRAS EXISTENYES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS OBRAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

1.- CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

0.00 - 4,00 r SUELOS ARCILLOSOS Y LIMOSOS DE CONSISTENCIA MEDIA A FIRME.

2.- CARGAS ESTIMADAS :

30 (MÁX).
20 (MED).
(MÍN).

3.- PARÁMETROS DE CÁLCULO:

- PARA LAS HIPÓTESIS EXPRESADAS EN EL INFORME:
- SUELOS COHESIVOS
- PROFUNDIDAD DE ENTERRAMIENTO = 1,5 METROS
- TIPO DE CIMENTACIÓN = Cimentación directa (plinto aislado)
- DENSIDAD DEL SUELO = 1,89 Ton/m3.
- N golpes (SPT)= 16 Nc = 11,85
Ny = 1,12

4.- CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.

4.1.- Parámetros de cálculo

POZO N°	PROF. (m).	SPT (N)			Ncorr	COMPRESIÓN TRIAXIAL	
		15	30	45		C To/m2	Ø°
1	0,00						
	1,00	4	5	7	8	22	13°
	1,00						
	2,00	7	9	9	16		
	2,00						
	3,00	4	7	11	20	13.5	20°
2	0,00						
	1,00	2	2	3	3		
	1,00						
	2,00	1	2	1	2	2.5	9°
	2,00						
	3,00	2	2	4	7	3.5	5°

5.- CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.

5.1.- Método de Meyerhoft

N (SPT) = 16
Df (m) = 1,50

CARGA (Ton).	B ASUM. (m).	Kd (-).	q ad. (Ton/m ²).	Área (m ²).	B CAL. (m).
30	1,10	1,3	27,68	1,08	1,04
20	0,90	1,3	31,87	0,63	0,79

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

CALICATA N° 2

HOJA 1 de 2

ESTUDIO DE EVALUACION DE OBRAS EXISTENYES Y PROSPECCIÓN DE FUTURAS OBRAS PARA EL INSTITUTO DEL VERBO ENCARNADO

1.- CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

0.00 - 4,00 r SUELOS ARCILLOSOS Y LIMOSOS DE CONSISTENCIA MEDIA A FIRME.

2.- CARGAS ESTIMADAS :

30 (MÁX).

20 (MED).

(MÍN).

3.- PARÁMETROS DE CÁLCULO:

- PARA LAS HIPÓTESIS EXPRESADAS EN EL INFORME:

- SUELOS COHESIVOS

- PROFUNDIDAD DE ENTERRAMIENTO = 1,5 METROS

- TIPO DE CIMENTACIÓN = Cimentación directa

- DENSIDAD DEL SUELO = 2,03 Ton/m³.

- N golpes (SPT)= 6 Nc = 7,74

Ny = 0,2

4.- CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.

4.1.- Parámetros de cálculo

POZO N°	PROF. (m).	SPT (N)			Ncorr	COMPRESIÓN TRIAXIAL	
		15	30	45		C To/m ²	Ø°
1	0,00						
	1,00	4	5	7	8	22	13°
	1,00						
	2,00	7	9	9	16		
	2,00						
	3,00	4	7	11	20	13.5	20°
2	0,00						
	1,00	2	2	3	3		
	1,00						
	2,00	1	2	1	2	2.5	9°
	2,00						
	3,00	2	2	4	7	3.5	5°

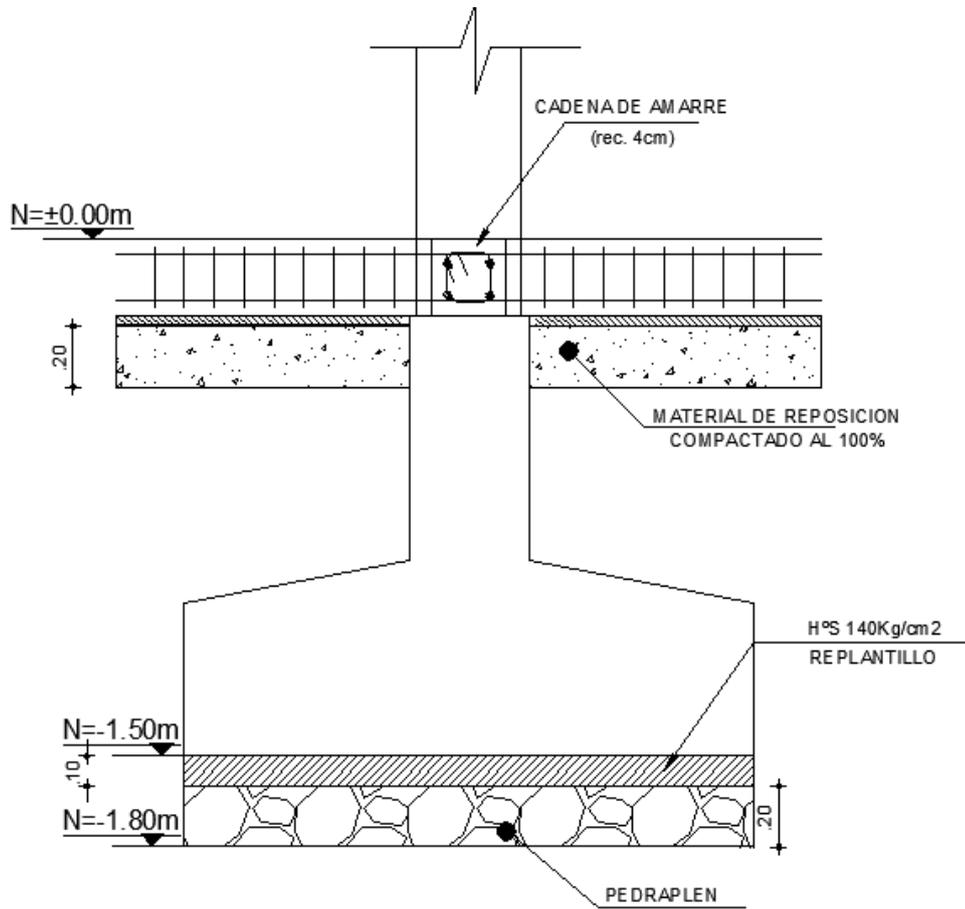
5.- CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.

5.1.- Método de Meyerhoft

N (SPT) = 6

Df (m) = 1,50

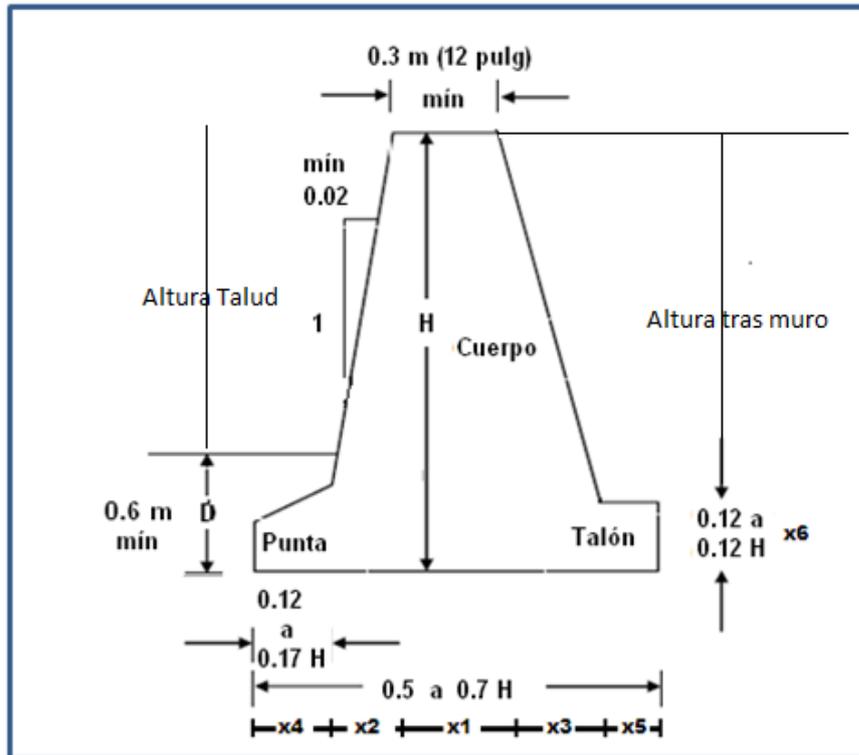
CARGA (Ton).	B ASUM. (m).	Kd (-).	q ad. (Ton/m ²).	Área (m ²).	B CAL. (m).
30	2,00	1,2	7,64	3,93	1,98
20	1,40	1,2	9,00	2,22	1,49



DETALLE DE CIMENTACIÓN: PLINTO AISLADO

Escala 1:25

MURO DE CONTENCIÓN DISEÑO



PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO

Valores de diseño	H' talud (m)	D (m)	x1 (m)	x2 (m)	x3 (m)	x4 (m)	x5 (m)	x6 (m)	Long base B (m)
Valores de diseño	2,30	0,70	0,30	0,20	0,20	0,40	0,40	0,40	1,50
Valores mínimo	2,30	0,60	0,30			0,36		0,36	1,50

DATOS DE SUELO RELLENO GRAVA

γ_1	17,4 KN/m ³
C'1	0
ϕ' 1	33

DATOS CONCRETO

γ_C	23,58 KN/m ³
------------	-------------------------

DATOS DE SUELO FUNDACIÓN

γ_2	19,62 kN/m ³
C'2	215,746 kN/m ²
ϕ' 2	13

PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA: RANKINE

H'' tras muro= 2,6

$H = H' + D$

$H = 3,00$ m

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a$$

$K_a = 0,29$

$\alpha = 0$

$P_{av} = 0$

$P_{ah} = P_a$

$P_a = 22,71$ kN/m

a. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIÓN	ÁREA	γ_c	PESO	BRAZO de momento desde C	MOMENTO
no.	(m ²)		(kN/m)	(m)	(kN-m/m)
1	1,04	17,4	18,10	1,30	23,52
2	0,26	17,4	4,52	1,03	4,67
3	0,26	23,58	6,13	0,97	5,93
4	0,78	23,58	18,39	0,75	13,79
5	0,26	23,58	6,13	0,53	3,27
6	0,6	23,58	14,15	0,75	10,61
$\Sigma V =$			67,42	$\Sigma M_R =$	61,80

Momento por volteo

$$M_o = P_{ah} \left(\frac{H}{3} \right)$$

$M_o = 22,71$ kN/m

$$F_{s(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{M_o}$$

$F_{s(\text{volteo})} = 2,72 \geq 2,0$ **CORRECTO**

b. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

$$F_{s(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan(K_1 \phi'_2) + BK_2 C_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$K_1 = K_2 = \frac{2}{3}$$

0,67

$\alpha =$

0

$F_{s(\text{deslizamiento})} = 9,95 \geq 1,50$ **CORRECTO**

c. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

$$e = \frac{B}{2} \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V}$$

e = **0,17** < **0,25 CORRECTO**

PRESIONES SOBRE EL SUELO EN LA PUNTA Y EL TALON

$$q_{punta} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right]$$

$$q_{talon} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right]$$

q_{punta}= **75,54** kN/m² q_{talon}= **14,35** kN/m²

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO

$$q_u = c' N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + 1/2 \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi' = 2 =$ **13,00**

N_q= **3,26**

N_c= **9,81**

N_γ= **1,97**

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{2 \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

q = **13,73** kN/m²

$$q = \gamma D_f$$

B' = **1,16** m

$$B' = B - 2e$$

F_{cd} = **1,24**

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

F_{qd} = **1,17**

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

F_{γd} = **1,00**

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

Ψ = **18,61**

F_{ci} = F_{qi} = **0,63**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^0}{90^0} \right)^2$$

F_{γi} = **0,19**

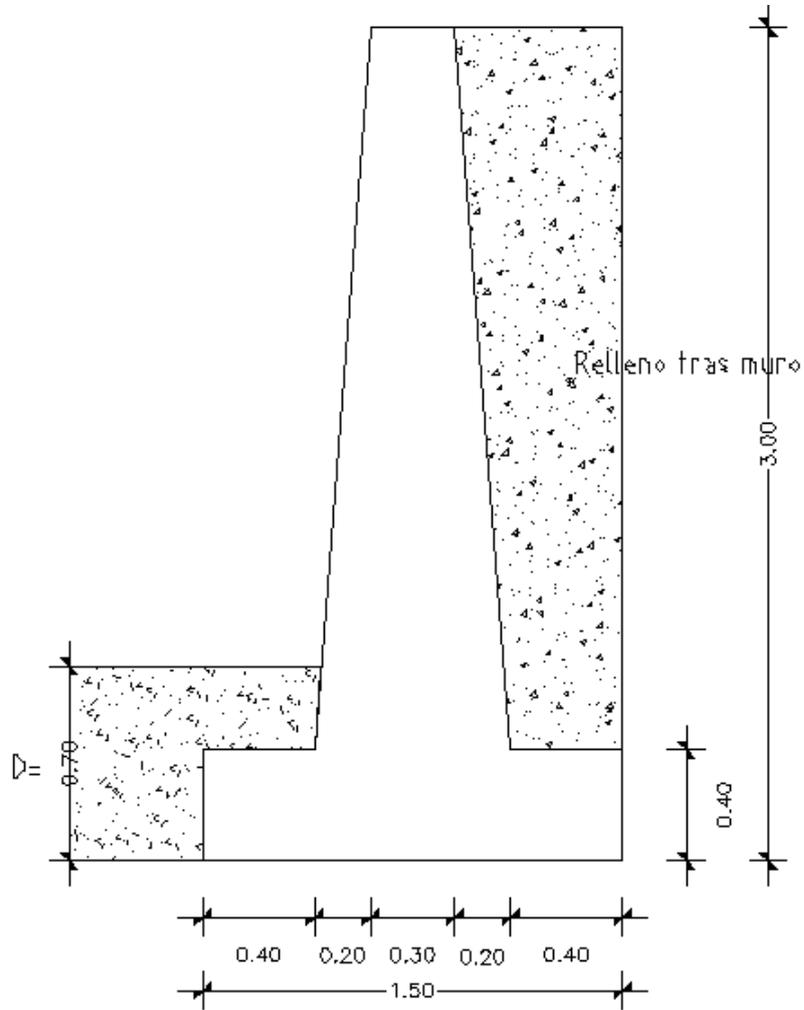
$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'} \right)^2$$

q_u = **1689,75** kN/m²

$$q_u = c' N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + 1/2 \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

FS_(capacidad de carga) **22,37** ≥ **3,0** **CORRECTO**

PROPUESTA DE DISEÑO DE MURO A GRAVEDAD

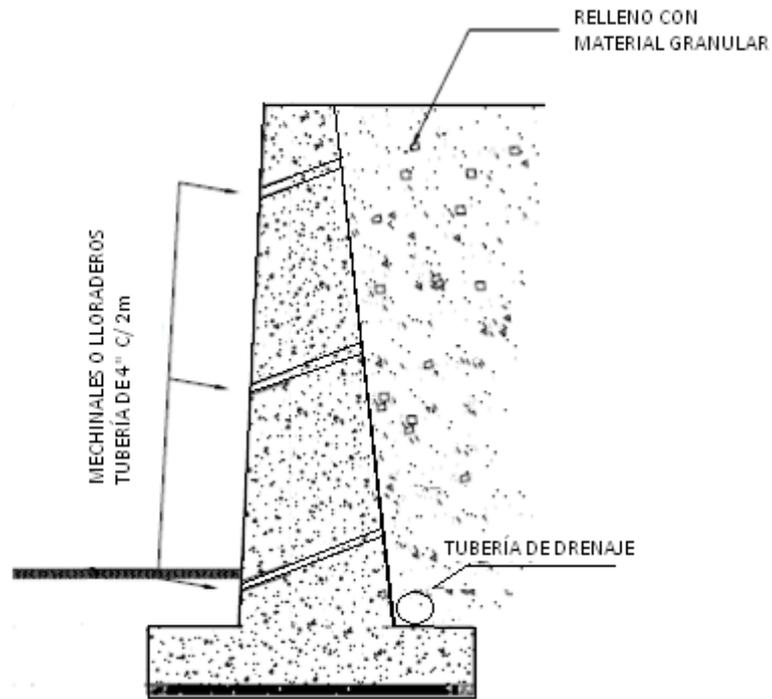


DETALLE DE MURO CONTENCION

ESCALA 1:1

MURO DE CONTENCIÓN

Detalles especiales: Juntas de construcción y drenaje



Mechinales, lloraderos o tubos perforados

Diámetro	101,6 mm	mínimo 4"
Lloraderos cada	152 cm	espaciamientos horizontales
Material triturado	0,0028 m ³	extremo posterior cada lloradero
Pendiente	1%	mínimo requerido

Juntas de construcción

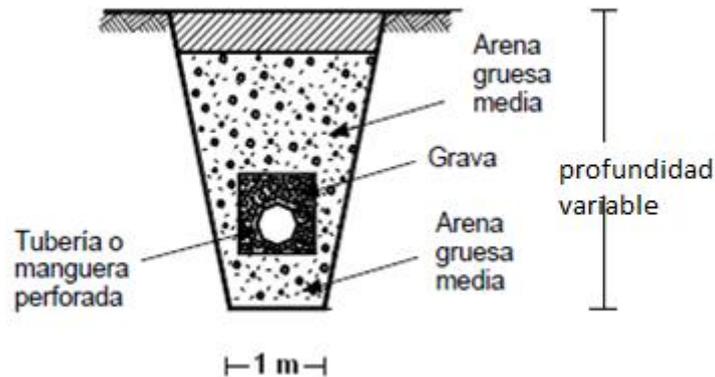
Se deben realizar juntas verticales y horizontales entre dos coladas sucesivas de concreto

DISEÑO DE SUBDRENES DE ZANJA

PROFUNDIDAD Y ANCHO DE LA ZANJA

Ancho: 1 m
variable

Profundidad: m nivel freático



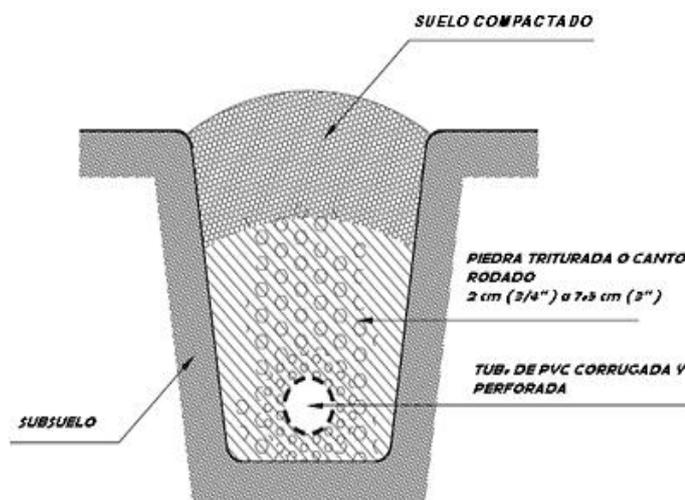
ESPACIAMIENTO ENTRE ZANJAS

Como resultado de la comparación de los diferentes métodos de cálculo, Cornforth (2005) concluye que el espaciamiento de 3 a 4 veces la profundidad de los drenes, es una buena alternativa para el diseño de los drenes.

LOCALIZACIÓN EN PLANTA DE LOS SUBDRENES

Ver anexo planos

MATERIAL FILTRANTE Y ESPECIFICACIONES



CAUDALES RECOLECTADOS

DATOS:

Área a drenar =	3794,31	m ²
Tiempo de retorno =	5	años
Intensidad de lluvia para Tr (I _{dtr}) =	1,3	mm/h
Coefficiente esorrentía (K) =	1	
Duración de tormenta (t) =	2,39	mín

INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

La tormenta de diseño se definió para una duración 1,3 horas

5mín < 43mín

$$I_{TR} = 92.854xt^{(-0.4083)} x I_{d_{tr}} \quad (\text{EC. 1})$$

43mín < 1440mín

$$I_{TR} = 480.87xt^{(-0.8489)} x I_{d_{tr}} \quad (\text{EC. 2})$$

$$I_{TR} = \mathbf{62,57} \quad \mathbf{mm/h} \quad (\text{EC. 1})$$

CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

$$Q = KxIx A / 3600 \quad (\text{Ecuación método racional})$$

Donde:

Q = Caudal de diseño (lit/s)

K = Coeficiente de esorrentía

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área a drenar

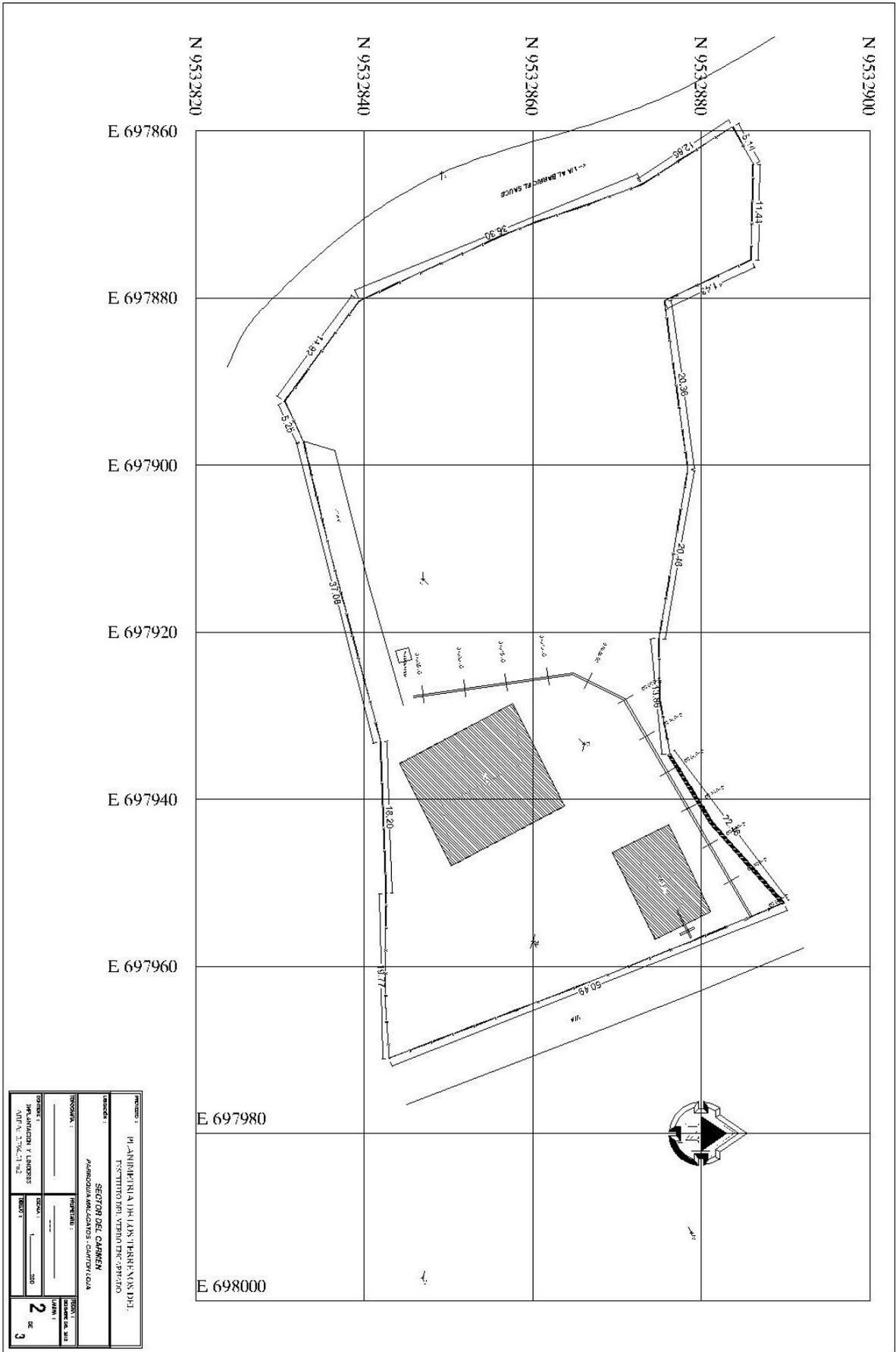
$$Q = 65,94722 \quad \text{lit/s}$$
$$Q = \mathbf{0,0659} \quad \mathbf{m^3/s}$$

CÁLCULO DE DIÁMETRO TUBERÍA REQUERIDA

$$\varnothing = 1.548(nQ/S^{(1/4)})^{(0.375)} \quad (\text{Ecuación de Manning})$$

n=	0,009	(coeficiente de rugosidad de Manning)
$\varnothing =$	0,13771	m
$\varnothing =$	137,712	mm

Dren Principal \varnothing comercial elegido:	160	mm
Especificación: Tubería perforada de PVC para drenaje		



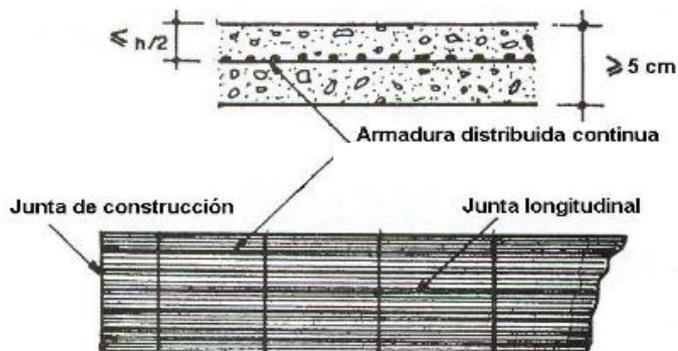
DISEÑO DE PARQUEAMIENTO

Pavimento de concreto con refuerzo de acero continuo

DISEÑO DE LA LOSA

Clase de vía:	Clase 3 Peatonal, caminos exteriores para llantas neumáticas y vías. (ACI 302)
Espesor mínimo sugerido	4" - 102 mm (ACI 360)
Especificación de Ho.	3.8 Mpa
Acero de refuerzo:	Malla electrosoldada de 5x15x15
Traslape	0,30 m
Ubicación malla	$\leq e/2$ recomendado: 3cm de la cara superior
Obras adicionales:	bermas de concreto juntas de construcción y dilatación de alguna obra de arte adyacente

CAPA	ESPESOR			
	mm.	mm.	mm.	pulg.
ESPESOR DE SUB-BASE	300	mm.	12,0	pulg.
ESPESOR PAVIMENTO	100	mm.	4,0	pulg.



ESTRUCTURA DE PAVIMENTO PROPUESTO

Tabla 8.12
Categorías de carga por eje

Categorías de carga por eje	Descripción	Tránsito			Máximas cargas por eje (kN)	
		TPD	TPDC		Ejes simples	Ejes Tándem
			%	Diario		
1	- Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 - 800	1 - 3	hasta 25	98	160
2	- Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (alto) - Calles, arterias y carreteras primarias (bajo).	700 - 5000	5 - 18	40 - 1000	115	195
3	- Calles arterias, y carreteras primarias (medio) - Vías expresas y autopistas urbanas e interestatales (bajo a medio)	3000 - 12000 (2 carriles)	8 - 30	500 - 5000+	133	230
		3000 - 50000 (4 carriles o más)				
4	- Calles arterias, y carreteras primarias y vías expresas (alto) - Autopistas urbanas e interestatales (medio a alto).	3000 - 20000 (2 carriles)	8 - 30	1500 - 8000+	151	267
		3001 - 150000 (4 carriles o más)				

* Los términos bajo, medio y alto se refieren a los pesos relativos de las cargas por eje, para el tipo de calle o carretera considerada; esto es, "bajo" para una autopista interestatal puede representar cargas mucho más pesadas en una carretera secundaria.

Tabla 8.1
Efecto de la subbase granular sobre los valores de K

Valor de K para sub-rasante		Valor de K para subbase por combinada							
		100 m.m.		150 m.m.		225 m.m.		300 m.m.	
Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Tabla 8.14
TPD-C Admisible - categoría 1 de carga por eje pavimentos con juntas de trabazón de agregados (sin pasadores)

	Sin berma o sardinel de concreto				Con berma o sardinel de concreto			
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (Mpa/m)			Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (Mpa/m)		
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)
MR = 4,4 Mpa	120		0,1	0,3	100		0,1	0,4
	130	0,2	1	4	110	0,3	2	6
	140	2	11	33	120	4	21	60
	150	18	77	210	130	38	160	410
	160	110	407		140	240		
MR = 4,1 Mpa	130		0,2	0,7	110		0,3	1
	140	0,4	2	8	120	0,8	5	15
	150	4	19	54	130	9	41	110
	160	27	110	290	140	65	260	650
	170	140	530		150	360		
MR = 3,8 Mpa	140	0,1	0,4	1	110			0,2
	150	0,7	4	12	120	0,1	0,8	3
	160	5	26	72	130	2	9	26
	170	32	130	350	140	14	63	170
	180	150	570		150	90	340	
				160	430			

Notas:
1. El análisis de fatiga controla el diseño
2. Un valor fraccional de TPD-C indica que el pavimento puede soportar un mínimo ilimitado de automóviles y camiones de 2 ejes y 4 llantas, pero solo unos pocos camiones pesados por semana (TPDVC de 0.3 x 7 días = 2.1, indica dos camiones pesados por semana).