

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

Influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Sheyla Bethsabe SOTO FALCON

Asesor:

Mg. José Germán RAMIREZ MEDRANO

Cerro de Pasco – Perú – 2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

Influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022

Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado:

Dr. Hildebrando Anival CONDOR GARCÍA
PRESIDENTE

Dr. Luis Villar REQUIS CARBAJAL
MIEMBRO

Mg. Vidal Victor CALSINA COLQUI
MIEMBRO

DEDICATORIA

Le dedico el resultado de este trabajo principalmente a mi madre quien no contenta de solo tener un rol supo saber hacer las veces de padre también, por eso eres doblemente increíble. Porque fuiste ese motivo y soporte que necesite para no dejarme caer, quien estuvo apoyándome siempre en los momentos malos, buenos y peores; por enseñarme a afrontar las dificultades de la vida sin perder nunca mi humildad ni mi esencia. Debes saber que jamás dejare de admirarte.

A mi abuelo Erasmo quien supo darme ese amor, cariño, comprensión. Gracias por hacerme feliz en todas las etapas de mi vida. Solo le pido a Dios que me siga bendiciendo con la dicha de tenerte muchos años más a mi lado.

A mi ángel, quien fue una parte fundamental de mi vida y de mi cuidado, mamita Beatriz si se pudo, se logró. Un beso hasta el cielo

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios por haberme permitido vivir este día, haberme guiado a lo largo de mi vida, por ser mi apoyo, mi luz y mi camino. Por haberme dado la fortaleza en los momentos de debilidad para así seguir adelante y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

Le doy gracias a mi madre Marlene por apoyarme en todo momento, por los valores que me ha inculcado, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida. Sobre todo, por ser un excelente profesional y un ejemplo de vida a seguir.

A mi padre Roy y mi hermano Fernando, porque desde que llegaron a mi vida me enseñaron que es y lo que representa la unión familiar, por llenar mis días y mi vida con alegrías y amor cuando más lo he necesitado.

A mi abuelo Erasmo por llevarme de la mano desde pequeña, estar en los momentos más importantes de mi vida y por enseñarme que las cosas más simples son las cosas que te hacen más feliz.

A mi abuela Beatriz que, aunque ya no se encuentre con nosotros físicamente, siempre estará presente en mi corazón, por haber creído en mí hasta el último momento. ¡Ya soy Ingeniera!

Así mismo, deseo expresar mis agradecimientos a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, a los ingenieros quienes con la enseñanza de sus valiosos conocimientos hicieron que pueda crecer día a día como profesional, y a mi FAMILIA 13 por ser parte importante en mi vida y acompañarme en esa maravillosa vida universitaria.

RESUMEN

El Perú de acuerdo a la geografía y su accidentado terreno cuenta con diversas vertientes hidrográficas, según Wikipedia 2021: El Perú cuenta con 3 vertientes hidrográficas, 2 de las cuales son pequeñas cuencas costeras que vierten sus aguas al océano Pacífico. Las otras dos son las vertientes del Amazonas, que desemboca en el Atlántico, y la vertiente endorreica del lago Titicaca, ambas delimitadas por la cordillera de los Andes” además de ello se ha visto que la topografía de casi todas las zonas del país es irregular y accidentada lo que obliga a los ingenieros a diseñar y construir muros de contención para el sostenimiento de estructuras y a la construcción de muros para la defensa de algunas estructuras ante la crecida de los ríos.

Dentro de nuestro proyecto de investigación, evaluaremos dos casos, la construcción del hospital de Villa Rica específicamente en el diseño de los muros de contención, y en la construcción de muros de defensa ribereña para la planta de tratamiento de aguas residuales que contempla dentro de los componentes del saneamiento básico del distrito de Villa Rica.

Dentro de nuestro Proyecto de Investigación, en el CAPÍTULO I, determinaremos el problema de investigación en donde definiremos inclusive nuestros objetivos, justificación y las limitaciones de la investigación, dentro del Capítulo II, mostraremos el marco teórico para la presente investigación, en donde indicaremos los antecedentes de estudios, las bases teóricas para el mejor entendimiento de la investigación, en el CAPITULO III se mostrara la metodología de investigación, además mostraremos nuestra población y muestra de la investigación a realizar, en el Capítulo IV mostraremos los resultados de la investigación indicando para cada análisis de investigación realizada y por último se mostrara las conclusiones de la investigación realizada con sus respectivas recomendaciones del estudio.

Palabras clave: Estabilidad de taludes, Infraestructura

ABSTRACT

According to the geography and its rugged terrain, Peru has various hydrographic springs, according to Wikipedia 2021: Peru has 3 hydrographic springs, 2 of which are small coastal basins that discharge their waters into the Pacific Ocean. The other two are the slopes of the Amazon, which flows into the Atlantic, and the endorheic slope of Lake Titicaca, both delimited by the Andes mountain range” in addition to this, it has been seen that the topography of almost all areas of the country is irregular and rugged, which forces engineers to design and build retaining walls to support structures and to build walls to defend some structures against river flooding.

Within our research project, we will evaluate two cases, the construction of the Villa Rica hospital specifically in the design of the retaining walls, and in the construction of riverside defense walls for the wastewater treatment plant that contemplates within the components of basic sanitation in the district of Villa Rica.

Within our Research Project, in CHAPTER I, we will determine the research problem where we will define even our objectives, justification and the limitations of the research, within Chapter II, we will show the theoretical framework for the present investigation, where we will indicate the history of studies, the theoretical bases for a better understanding of the research, in CHAPTER III the research methodology will be shown, in addition we will show our population and sample of the research to be carried out, in Chapter IV we will show the results of the investigation indicating for each analysis of research carried out and finally the conclusions of the research carried out with their respective recommendations of the study will be shown.

Keywords: Slope stability, Infrastructure

INTRODUCCIÓN

De acuerdo a la perspectiva del sector público específicamente del ministerio de transportes y comunicaciones, una de las prioridades en construcción son los proyectos viales.

Cuando construimos carreteras existe una infinidad de construcción de muros, desde un inicio de la carretera hasta el final, no solo en la construcción de carreteras se ve el uso de estos elementos de sostenimiento, pero en muchos de los casos no sabemos identificar cuál de los tipos de muro es la mejor opción en cada uno de ellos, existen muros de concreto, muros ciclópeo, muro de albañilería, muro de gaviones, pero como ingenieros civiles conocemos cuales son los tipos de muro a usarse en diferentes casos, pero técnicamente descocemos porque se utilizan en esos casos ya indicados.

En la presente investigación realizaremos el análisis en dos casos, en la construcción del Hospital de Villa rica para sostenimiento y como defensa ribereña en la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, partiendo como objetivo determinar cómo elegimos el tipo de muro a construir en base a los factores de seguridad.

De acuerdo a lo que indica el ministerio de transportes y comunicaciones en sus manuales tendremos en referencia los siguientes factores de seguridad:

- Factor de seguridad de volteo
- Factor de seguridad de desplazamiento
- Factor de seguridad de esfuerzos

Factores de Seguridad que será indispensable para determinar las conclusiones de nuestra investigación.

INDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	
TABLA DE ILUSTRACIONES	
ÍNDICE DE TABLAS	

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema	1
1.2. Delimitación de la investigación	2
1.3. Formulación del problema	3
1.3.1. Problema Principal	3
1.3.2. Problemas Específicos	4
1.4. Formulación de objetivos	4
1.4.1. Objetivos Generales	4
1.4.2. Objetivos Específicos	4
1.5. Justificación de la investigación	5
1.6. Limitaciones de la investigación	6

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio	7
2.1.1. Antecedente y pre proyecto de investigación 1	7

2.1.2.	Antecedente y pre proyecto de investigación 2:	10
2.2.	Bases teóricas – científicas	13
2.2.1.	Sistemas de protección de taludes: tipos, características y aplicaciones.....	13
2.2.2.	Factores que influyen en la estabilidad de taludes en la construcción de infraestructuras.....	14
2.2.3.	Análisis geotécnico y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras.....	15
2.2.4.	Métodos de instrumentación y monitoreo para evaluar la estabilidad de taludes en la construcción de infraestructuras.....	17
2.2.5.	Evaluación de la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes en la construcción de infraestructuras.....	18
2.2.6.	Consideraciones económicas y ambientales en la selección y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras.	
	20	
2.2.7.	Análisis Hidrológico y de Hidráulica.....	22
2.2.8.	Estabilidad de la defensa ribereña	25
2.2.9.	Estabilidad de los muros	25
2.3.	Definición de términos básicos	26
2.3.1.	Albañilería armada.....	26
2.3.2.	Altura Efectiva	26
2.3.3.	Concreto Líquido o Grout.....	27
2.3.4.	Construcciones de Albañilería.....	27
2.3.5.	Muro Arriestrado.....	27
2.3.6.	Muro de contención.....	27
2.4.	Formulación de hipótesis	27
2.4.1.	Hipótesis general.....	27

2.4.2. Hipótesis Especifica	27
2.5. Identificación de variables.....	28
2.5.1. Variable Independiente	28
2.5.2. Variable dependiente	28
2.5.3. Variable Interviniente.....	28
2.6. Definición operacional de variables e indicadores	28

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación	31
3.2. Nivel de investigación	32
3.3. Métodos de investigación	33
3.4. Diseño de investigación	34
3.5. Población y muestra	35
3.5.1. Población	35
3.5.2. Muestra	36
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	36
3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	37
3.8. Tratamiento estadístico	38
3.9. Orientación ética, filosófica y epistémica	38

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo.....	40
4.1.1. Proyectos en evaluación	40
4.1.2. Descripción de trabajo de campo	44
4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados	48
4.2.1. Análisis de frecuencias.....	48

4.2.2. Determinación de la tormenta de diseño	53
4.2.3. Hietograma de diseño	56
4.2.4. Generación de máximas avenidas	57
4.2.5. Diseño de muro	59
4.2.6. Análisis del cálculo de estabilidad	85
4.2.7. Interpretación de resultados	87
4.3. Prueba de Hipótesis	88
4.4. Discusión de resultados.....	90

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje).....	58
Ilustración 2: Modelo con elementos Shell – Muro de Contención $H_p=5$	67
Ilustración 3: CASO MURO EN VOLADIZO SIMPLE $HP = 5.7M$ $E=25CM$	67
Ilustración 4: CASO PANTALLA DE MURO EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTES $HP = 5.7M$ $E=25CM$	67
Ilustración 5: ilustración final del muro diseñado y analizado a mejora.....	74
Ilustración 6: Diseño Hidráulico de defensa ribereña (Fuente: Propio)	76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Definición Operacional de Variables e indicadores.....	29
Tabla 2: Ajuste a la Distribución Normal.....	49
Tabla 3: Ajuste a la Distribución Log Normal 2 Parámetros.....	49
Tabla 4: Ajuste a la Distribución Log Normal de 3 Parámetros.....	50
Tabla 5: Ajuste a la Distribución Gumbel.....	50
Tabla 6: Ajuste a la Distribución Log Gumbel.....	51
Tabla 7: Resumen de ajuste a los análisis de frecuencias	52
Tabla 8: Comparación de las funciones acumuladas para las diferentes distribuciones	53
Tabla 9: Precipitación de diseño con duración que sean menores a 24 horas (mm) ..	54
Tabla 10: Intensidades de diseño (mm/hr)	54
Tabla 11: Hietograma para un periodo de retorno diseño de $T_r=100$ años.....	56
Tabla 12: Resultados del método hidráulico	58
Tabla 13: La verificación de estabilidad por deslizamiento y volteo.....	65
Tabla 14: Microcuencas del Proyecto de estudio (Fuente: Propio).....	82
Tabla 15: Tiempo de Concentración (Fuente Propio)	82

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema

El proyecto denominado: influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022, inicia con el desconocimiento de los profesionales de la Ingeniería Civil en relación a la influencia y capacidad de respuesta de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes que se necesita en la construcción de diversas infraestructuras, tales como plantas de tratamiento, pistas y hospitales de la localidad de Villa Rica.

Para las defensas ribereñas, protección de vías y protección de otras estructuras existen diversas estructuras y tecnologías que ayudan a mejorar la estabilidad de los taludes, sin embargo, desconocemos cual es la ideal para cada caso que existe en diversos proyectos, considerando una tecnología puede tener un buen resultado en relación a la estabilidad de los taludes, sin embargo, puede ser muy costoso lo que no sería rentable para el cliente, en tal sentido

este proyecto de investigación tendrá el propósito de conocer las bondades e influencia de los sistemas de protección con la finalidad de mejorar la estabilidad de taludes y la rentabilidad en los proyectos de diferentes tipos de infraestructura.

Para lograr este objetivo, es necesario realizar una investigación exhaustiva sobre los sistemas de protección de taludes existentes, sus características, ventajas y desventajas, así como su aplicabilidad en diferentes contextos y proyectos. También se requerirá la realización de pruebas y ensayos en campo para evaluar la eficacia de estas tecnologías en situaciones reales.

Con los resultados de la investigación, se espera proporcionar a los profesionales de la Ingeniería Civil una mayor comprensión sobre la influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes y las diferentes opciones disponibles para mejorarla, permitiéndoles tomar decisiones informadas y rentables en la planificación y ejecución de proyectos de construcción en la localidad de villa rica.

1.2. Delimitación de la investigación

La delimitación de la investigación se refiere a establecer los límites o alcance de la misma, es decir, los aspectos que se incluirán y los que se dejarán fuera del estudio. En el caso del proyecto de investigación "Influencia De Los Sistemas De Protección En La Estabilidad De Taludes En La Construcción De Diversas Infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022", la delimitación puede ser la siguiente:

- Área geográfica: La investigación se enfocará en la localidad de Villa Rica, sin considerar otras áreas geográficas.

- Tipos de infraestructuras: La investigación se enfocará en la influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en plantas de tratamiento y hospitales, sin considerar otros tipos de infraestructuras.
- Tecnologías y estructuras de protección de taludes: La investigación se enfocará en las tecnologías y estructuras de protección de taludes más utilizadas en la actualidad, sin considerar otras tecnologías o estructuras que no sean relevantes para los tipos de infraestructuras mencionados.
- Periodo de estudio: La investigación se llevará a cabo durante el año 2022, sin considerar periodos anteriores o posteriores a este.
- Área de interés : El área de interés para la presente investigación se basa en las ciencias de la construcción, mecánica de suelos y el de concreto armado en sus diferentes especialidades.
- Alcance : Se darán resultados en la etapa de construcción y en algunos casos en la etapa de planificación, considerando los resultados de la estabilidad y los costos de cada caso.
- Límite : Solo se evaluarán de aquellas estructuras que estén dentro de la jurisdicción del distrito de villa rica, y serán evaluados solo unos proyectos específicos que se mostraran en el capítulo que corresponde

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema principal

¿Cuál es la influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es la influencia de los sistemas de protección en el factor de seguridad de volteo en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022?
- ¿Cuál es la influencia de los sistemas de protección en el factor de seguridad de desplazamiento en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022?
- ¿Cuál es la influencia de los sistemas de protección en el factor de seguridad de esfuerzos en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022?

1.4. Formulación de objetivos

1.4.1. Objetivos Generales

Determinar la influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar la influencia de los sistemas de protección en el factor de seguridad de volteo en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022.
- Determinar la influencia de los sistemas de protección en el factor de seguridad de desplazamiento en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022.
- Determinar la influencia de los sistemas de protección en el factor de seguridad de esfuerzos en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de villa Rica – 2022.

1.5. Justificación de la investigación

La construcción de infraestructuras es esencial para el desarrollo de una sociedad y su economía, y en la mayoría de los casos implica la intervención en el medio ambiente, lo que puede dar lugar a la formación de taludes o pendientes empinadas que deben ser estabilizadas para garantizar la seguridad y la estabilidad de las estructuras. Por lo tanto, la implementación de sistemas de protección en los taludes es una práctica común en la construcción de infraestructuras.

Sin embargo, a pesar de su importancia, aún existen limitaciones en el conocimiento y la comprensión de la influencia y capacidad de respuesta de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras, lo que puede afectar la eficacia y rentabilidad de los proyectos.

Por lo tanto, la investigación propuesta permitirá llenar esta brecha de conocimiento, ya que permitirá conocer las bondades e influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica. Además, proporcionará información valiosa sobre las tecnologías y estructuras de protección de taludes más efectivas y rentables en cada contexto, lo que permitirá a los profesionales de la Ingeniería Civil tomar decisiones informadas y adecuadas en la planificación y ejecución de proyectos de construcción en la localidad de Villa Rica. En definitiva, esta investigación será relevante para la sociedad y la industria, ya que contribuirá al desarrollo de infraestructuras más seguras y estables, al mismo tiempo que permitirá un uso más eficiente de los recursos en la construcción de dichas infraestructuras.

1.6. Limitaciones de la investigación

Los límites de esta investigación son:

- Limitaciones geográficas: La investigación se enfocará en la localidad de Villa Rica, por lo que los resultados pueden no ser generalizables a otras áreas geográficas.
- Limitaciones en la selección de infraestructuras: La investigación se enfocará en las plantas de tratamiento, pistas y hospitales, lo que podría limitar la generalización de los resultados a otros tipos de infraestructuras.
- Limitaciones en la selección de tecnologías y estructuras de protección de taludes: La investigación se enfocará en las tecnologías y estructuras de protección de taludes más utilizadas en la actualidad, lo que podría limitar la generalización de los resultados a otras tecnologías o estructuras.
- Limitaciones en la disponibilidad de datos: La disponibilidad de datos sobre la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica podría ser limitada, lo que podría afectar la precisión y validez de los resultados obtenidos.
- Limitaciones en los recursos: La investigación requerirá de recursos financieros, materiales y humanos, por lo que la disponibilidad y el acceso a estos recursos podrían ser limitados y afectar el alcance y la calidad de la investigación.
- No se estudiará sistemas de sostenimiento de gran envergadura como para estructuras con sótano y similares.
- Los resultados serán para aquellos proyectos que se encuentran ejecutándose en la ciudad de Villa Rica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio

2.1.1. Antecedente y pre proyecto de investigación 1: Guía Multimedia Para El Diseño De Muros A Gravedad, Muros En Cantiliver Y Muros Con Contrafuertes. Autor: Christian German Gallegos Campo

(Christian, 2006) “En el presente trabajo de investigación se ha procurado hacer una exposición clara y concisa sobre el diseño de muros a Gravedad, muros en Cantilever y muros con Contrafuerte, desarrollando de manera ordenada y sistemática todos los pasos a seguir en el análisis y diseño de estos elementos estructurales. Para este efecto se ha diseñado un sistema multimedia que beneficia el proceso de enseñanza – aprendizaje, así como un software para el diseño de los elementos estructurales antes mencionados. Este trabajo de investigación está dividido en siete capítulos, el orden de presentación de estos, está determinado por una secuencia lógica y progresiva en la cual se ha puesto especial empeño en que las ilustraciones, así como los

ejercicios sean adecuados y comprensibles; a continuación, se describe brevemente sobre qué temas trata cada capítulo. El primer capítulo trata sobre las generalidades de los muros como definiciones, tipos de muros, presiones que se ejercen sobre ellos y como se determinan los factores de seguridad. En el segundo capítulo, se muestra detalladamente el proceso de cálculo de muros a Gravedad. En el capítulo tercero, se muestra el proceso detallado del cálculo de muros en Cantilever. En el cuarto capítulo, se muestra al igual que en los dos anteriores el proceso detallado del cálculo de muros con Contrafuerte. En el quinto capítulo, se muestra el manual de usuario del software para el diseño de los muros de contención antes mencionados y la comprobación de la utilidad del software mediante los resultados obtenidos. En el capítulo sexto, se muestra el manual de usuario de la guía multimedia para el diseño de muros a Gravedad, muros en Cantilever y muros con Contrafuerte. En el capítulo séptimo, se muestran las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación. Al final del documento se encuentra la bibliografía empleada y los anexos”

Donde concluye

(Christian, 2006) “Del presente trabajo de investigación podemos obtener las siguientes conclusiones:

- Los muros de contención sean estos muros a Gravedad, muros en Cantiliver, o muros con Contrafuertes, son elementos estructurales, utilizados para dar soporte lateral a una masa de suelo. - Existen varios tipos de empujes en los muros de contención, siendo la presión activa, la presión pasiva, y la presión hidrostática, las principales, hay que tomar en cuenta que las presiones activas y presiones pasivas las obtenemos empleando la teoría de Rankine, mientras que la presión hidrostática la

despreciamos, considerando métodos adecuados de drenaje en los muros a proyectarse. - Que debido a la acción de la componente horizontal de la presión activa se produce un momento de volteo en el muro (MV), el que es contrarrestado gracias al momento resistente (MR), producido por el peso propio del muro, así como por el peso del suelo situado arriba de su base y la componente vertical de la presión activa debiendo obtenerse un factor de seguridad al volteo aceptable de acuerdo al tipo de suelo. - Los muros a Gravedad se oponen por su propio peso al empuje de las tierras que se apoyan en ellos, mientras que los muros de hormigón armado sean estos muros en Cantilever, o muros con Contrafuertes, al contrario, utilizan el peso de las tierras que se apoyan sobre ellos para equilibrar el momento de volteo debido al empuje de las tierras y asegurar así la estabilidad del conjunto - El muro tiende a deslizarse por el efecto producido debido a la acción de la componente horizontal de la presión activa, lo que evita que el muro se deslice es la acción de la fuerza de rozamiento (f_r) que se produce entre el suelo de cimentación y el muro. Debe obtenerse un factor de seguridad al deslizamiento aceptable de acuerdo al tipo de suelo. - Se concluye también que, aunque los esfuerzos en el suelo donde se proyecta el muro son aceptables con un peso mínimo del muro, debido a que la resultante de las fuerzas pasa por el borde del tercio medio, puede darse la circunstancia de que el mencionado muro no cumpla con los factores de seguridad establecidos, por lo que se debe recurrirse a un aumento de peso, variando sus dimensiones, lo que modificará los esfuerzos del suelo. - El diseño de muros de contención sean estos muros a Gravedad, muros en Cantilever, o muros con Contrafuertes, se realiza mediante la selección tentativa de las dimensiones del muro, a partir de un prediseño que depende del tipo de muro, y que dichas dimensiones varían de acuerdo a

las condiciones presentadas, como sobrecargas, tipos de suelo, etc., debiendo analizarse primero la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan, para luego analizar su resistencia como estructura. - Que, siguiendo la secuencia de pasos indicada para el diseño de cada tipo de muros, se obtienen muy buenos diseños, aunque al realizarlos manualmente no se puede obtener una solución óptima rápidamente por lo que se requiere de una gran cantidad de tiempo. - Mediante la utilización del software para el diseño de muros de contención sean estos muros a Gravedad, muros en Cantilever, o muros con Contrafuertes podemos obtener diseños óptimos en pocos minutos, obteniendo reportes claros y precisos sobre el diseño de los elementos del muro, así como de su estabilidad. - Con la utilización de la guía multimedia para el diseño de muros de contención sean estos muros a Gravedad, muros en Cantilever, o muros con Contrafuertes se puede explicar todo lo anteriormente expuesto de mejor manera, contribuyendo al proceso de enseñanza – aprendizaje, con una rápida disponibilidad de información, permitiendo al usuario navegar de acuerdo a su ritmo, puesto que puede avanzar, retroceder o realizar retroalimentaciones de temas ya revisados. La utilización de páginas web nos permite difundir la información desarrollada a un número más amplio de usuarios.”

2.1.2. Antecedente y pre proyecto de investigación 2: Diseño De Muros De Contención Sector La Aguada Comuna De Corral, Autor Susana Rojas Martínez

(Susana, 2009) “La presente memoria de título tiene como propósito dar una solución a los problemas de estabilidad de taludes, presentes en el sector de La Aguada, comuna de Corral, región de Los Ríos. Actualmente en la zona señalada se pueden apreciar gran cantidad de taludes en riesgo de falla,

algunos naturales y otros provocados por la intervención de los habitantes del sector, representando un riesgo inminente para dicha población y para la conectividad del lugar ya que dicha remoción también podría afectar e inhabilitar algunos caminos existentes. En primer lugar se realizó un reconocimiento de la zona, para determinar así los taludes en riesgo de falla. Posteriormente la recopilación de los datos necesarios para el diseño, mediante muestreo y ensayos de mecánica de suelos, como también el respectivo levantamiento topográfico de cada uno de los taludes en cuestión. Finalmente, dentro de las diferentes medidas mitigadoras de riesgos de deslizamientos incluidas y detalladas en esta tesis, se opta por la solución de los muros de contención en voladizo, los cuales serán diseñados en base al Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Publicas”

Donde concluye:

- (Susana, 2009) “1.- En cuanto a la topografía del sector, caracterizada principalmente por cerros y laderas, puede apreciarse en los respectivos cortes transversales y longitudinales que una buena cantidad de los taludes, poseen una pendiente prácticamente vertical, esto debido a la geografía propia de la zona, como también y en gran medida a la intervención de los propios habitantes del sector, ya que para emplazar sus viviendas y caminos han removido , a veces de manera irresponsable, parte de estos cerros, produciéndose así zonas en alto riesgo de deslizamientos de tierras. El resto de los taludes, de menores pendientes, también representan gran vulnerabilidad, debido principalmente a las condiciones y tipo de suelos existentes, como también a las grandes cantidades de agua presentes en la zona, sumando a esto la gran cantidad de precipitaciones que caracterizan a nuestra zona sur, lo que como es sabido puede desencadenar una

inesperada remoción de tierras. 2.- Dentro de todas las opciones mencionadas como medidas mitigadoras de riesgo de deslizamientos de tierra, se optó por los muros de contención en voladizo, ya que otros métodos no son posibles de desarrollarse en la zona. Métodos de menor costo como los de corrección superficial o una corrección geométrica no son viables ya que las condiciones topográficas no lo permiten, como tampoco las condiciones de uso, ya que este es un sector completamente habitado donde no se podría modificar en gran manera la geometría de los taludes, pues en todas las zonas de riesgo existen casas o caminos aledaños. Por esto, se opta por un método de reconocida eficiencia, como lo son este tipo de muros.

3.- Con respecto a los datos utilizados para el diseño, se trabajó en base a valores tabulados de ángulos de fricción y cohesión, ya que no se pudieron realizar los ensayos de mecánica de suelos ideados en un primer momento, pues no fue posible obtener las muestras cilíndricas requeridas para el desarrollo del ensayo triaxial, (estas se desmoronaban debido a las condiciones y tipo de suelos existentes) el cual permitía conocer directamente estos valores. Entonces dichos datos fueron obtenidos basándose en los datos que, si fue posible conseguir, tales como tipo de suelo y densidades, buscándose y seleccionándose siempre los valores más conservadores.

4.- Una consecuencia directa de lo expuesto en el párrafo anterior, pueden ser las dimensiones de las losas de base de los muros, ya que, al tomar valores más conservadores, es decir considerando las peores condiciones que podrían tener el suelo de fundación, se pueden obtener valores sobredimensionados para estas secciones”

2.2. Bases teóricas - científicas

2.2.1. Sistemas de protección de taludes: tipos, características y aplicaciones.

Los sistemas de protección de taludes son estructuras diseñadas para estabilizar los taludes y prevenir la erosión, el deslizamiento y otros fenómenos geotécnicos que puedan poner en peligro la integridad de infraestructuras y construcciones cercanas. Existen diferentes tipos de sistemas de protección de taludes, cada uno con características y aplicaciones específicas, y en esta sección se describirán los más comunes.

Uno de los sistemas de protección de taludes más utilizados son las mallas de triple torsión, que consisten en una malla de alambre galvanizado trenzado en tres direcciones para crear una estructura flexible y resistente. Estas mallas se utilizan para estabilizar taludes de pendiente moderada, evitando el desprendimiento de rocas y tierra, así como para proteger contra la erosión del suelo. Las mallas de triple torsión pueden ser reforzadas con elementos adicionales, como cables de acero, para aumentar su resistencia y estabilidad.

Otro sistema de protección de taludes es la geomalla, una estructura tridimensional compuesta de una red de fibras poliméricas de alta resistencia. Las geomallas se utilizan para estabilizar taludes de alta pendiente y proporcionar una superficie de apoyo para el crecimiento de la vegetación. Las geomallas son efectivas para prevenir la erosión del suelo y el desprendimiento de rocas, y pueden ser reforzadas con elementos adicionales para mejorar su resistencia.

Los sistemas de protección de taludes también pueden incluir barreras de contención, como muros de contención y gaviones. Los muros de contención son estructuras de concreto o mampostería que se construyen en la base del

talud para proporcionar una superficie de apoyo adicional y prevenir el deslizamiento. Los gaviones son cestas de alambre rellenas con piedras que se utilizan para estabilizar taludes y proteger contra la erosión del suelo.

En resumen, existen diferentes tipos de sistemas de protección de taludes, cada uno con características y aplicaciones específicas. Las mallas de triple torsión y las geomallas se utilizan para estabilizar taludes de pendiente moderada y alta, respectivamente, mientras que los muros de contención y los gaviones se utilizan para prevenir el deslizamiento y proteger contra la erosión del suelo. La selección del sistema de protección de taludes adecuado depende de las características del terreno y del tipo de construcción que se va a proteger.

2.2.2. Factores que influyen en la estabilidad de taludes en la construcción de infraestructuras

Los taludes son inclinaciones del terreno que pueden representar un riesgo para la construcción de infraestructuras. La estabilidad de los taludes se ve afectada por diversos factores que deben ser considerados durante la planificación y construcción de las obras civiles. Algunos de los principales factores que influyen en la estabilidad de taludes son los siguientes:

1. Propiedades geotécnicas del suelo: la resistencia y características del suelo que forma el talud son fundamentales para su estabilidad. La naturaleza del suelo, su permeabilidad, resistencia a la compresión, cohesión, ángulo de fricción y otros parámetros son importantes para determinar la estabilidad de los taludes.
2. Pendiente del talud: la inclinación del talud es un factor determinante en su estabilidad. Si la inclinación es muy pronunciada, aumenta el riesgo de deslizamiento o colapso del talud.

3. Erosión del suelo: la erosión puede debilitar el suelo y disminuir su resistencia. Si el talud se encuentra expuesto a la erosión, es importante tomar medidas para evitar su pérdida de estabilidad.
4. Agua: el agua es un factor crítico en la estabilidad de los taludes. La presencia de agua puede aumentar la presión hidrostática en el suelo y disminuir su resistencia. Además, el agua puede infiltrarse en el suelo y reducir su cohesión, lo que aumenta el riesgo de deslizamiento.
5. Acción del viento: el viento puede ejercer fuerzas sobre el talud que pueden comprometer su estabilidad. Las estructuras expuestas al viento pueden experimentar una carga lateral que puede causar su deformación o colapso.
6. Carga adicional: la carga adicional sobre el talud, como el peso de la infraestructura o las cargas de vehículos, puede tener un impacto en la estabilidad de los taludes. El peso adicional puede incrementar las tensiones y la presión en el suelo, lo que puede comprometer la estabilidad del talud.

En la construcción de infraestructuras, es importante evaluar cuidadosamente todos estos factores y diseñar medidas adecuadas para garantizar la estabilidad de los taludes. El uso de sistemas de protección de taludes puede ser una de las medidas preventivas más efectivas para minimizar los riesgos asociados a la estabilidad de los taludes en la construcción de infraestructuras.

2.2.3. Análisis geotécnico y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras

El análisis geotécnico y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras es un proceso fundamental para garantizar la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas en zonas con pendientes pronunciadas. El análisis geotécnico se refiere al estudio del

comportamiento del suelo y las rocas en relación con la construcción de la infraestructura, mientras que el diseño de sistemas de protección de taludes se enfoca en la selección de medidas y estructuras adecuadas para prevenir la erosión y el colapso de los taludes.

En el análisis geotécnico, se realizan pruebas y estudios de campo para evaluar las propiedades físicas y mecánicas del suelo y las rocas en la zona de la construcción. Estos estudios pueden incluir la determinación de la permeabilidad, la resistencia a la compresión, la capacidad de carga y la densidad del suelo, entre otros factores. Además, se deben considerar las características hidrológicas y climáticas de la zona, así como los eventos sísmicos y otras fuerzas que puedan afectar la estabilidad de los taludes.

Una vez que se han evaluado las condiciones geotécnicas de la zona, se procede al diseño de sistemas de protección de taludes. Para ello, se seleccionan las medidas adecuadas según las características del suelo y las rocas, el tipo de estructuras a construir y las condiciones climáticas de la zona. Estas medidas pueden incluir desde la simple construcción de muros de contención hasta sistemas más complejos como mallas, enrocados, gaviones, anclajes y sistemas de drenaje.

Para el diseño de sistemas de protección de taludes, se deben considerar también factores como el costo de las medidas, su facilidad de construcción y mantenimiento, y su impacto ambiental. En muchos casos, se busca encontrar un equilibrio entre la efectividad de las medidas de protección y su costo y complejidad de construcción.

En conclusión, el análisis geotécnico y diseño de sistemas de protección de taludes es una parte esencial del proceso de construcción de infraestructuras en zonas con pendientes pronunciadas. Un análisis geotécnico adecuado y un

diseño de sistemas de protección eficaces pueden garantizar la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas, así como minimizar los costos y el impacto ambiental.

2.2.4. Métodos de instrumentación y monitoreo para evaluar la estabilidad de taludes en la construcción de infraestructuras.

El monitoreo de la estabilidad de taludes es esencial para garantizar la seguridad y la estabilidad de las infraestructuras construidas en su entorno. El uso de métodos de instrumentación y monitoreo permite medir y monitorear las condiciones de los taludes durante la construcción y la vida útil de la infraestructura. Esto permite detectar tempranamente cualquier anomalía y tomar medidas para garantizar la seguridad y la estabilidad de la infraestructura.

Entre los métodos de instrumentación y monitoreo más comunes se incluyen:

- **Inclinómetros:** Los inclinómetros son dispositivos de medición que miden la inclinación de un talud en diferentes profundidades. Los inclinómetros se instalan en un orificio previamente perforado en el talud, y se utilizan para medir la inclinación en diferentes profundidades. Los inclinómetros son útiles para detectar desplazamientos horizontales y verticales en el talud.
- **Extensómetros:** Los extensómetros son dispositivos de medición que miden los desplazamientos en el talud. Los extensómetros se instalan en un orificio previamente perforado en el talud, y se utilizan para medir el desplazamiento en diferentes profundidades. Los extensómetros son útiles para detectar deformaciones en el talud.
- **Piezómetros:** Los piezómetros son dispositivos de medición que miden la presión del agua en el talud. Los piezómetros se instalan en un orificio previamente perforado en el talud, y se utilizan para medir la presión del agua

en diferentes profundidades. Los piezómetros son útiles para detectar cambios en el nivel de agua en el talud.

- **Inclinómetros sínicos:** Los inclinómetros sínicos son dispositivos de medición que miden la inclinación de un talud utilizando ondas sonoras. Los inclinómetros sínicos se instalan en la superficie del talud, y se utilizan para medir la inclinación en diferentes puntos. Los inclinómetros sínicos son útiles para detectar desplazamientos horizontales y verticales en el talud.
- **GPS:** El sistema de posicionamiento global (GPS) se utiliza para medir la posición exacta de un punto en el talud. El GPS se utiliza para medir la posición en diferentes momentos y detectar desplazamientos.
- **Análisis de imágenes:** Las imágenes aéreas y terrestres se utilizan para analizar y detectar cambios en el talud. El análisis de imágenes permite medir el desplazamiento y la deformación del talud.

En resumen, la instrumentación y el monitoreo de taludes son importantes para evaluar la estabilidad de los taludes en la construcción de infraestructuras. Los métodos de instrumentación y monitoreo permiten medir y monitorear las condiciones del talud y detectar tempranamente cualquier anomalía, lo que permite tomar medidas para garantizar la seguridad y la estabilidad de la infraestructura.

2.2.5. Evaluación de la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes en la construcción de infraestructuras.

El objetivo de la sección 2.2.5 de la base teórica del proyecto "Influencia De Los Sistemas De Protección En La Estabilidad De Taludes En La Construcción De Diversas Infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022" es proporcionar una descripción detallada de cómo se evalúa la efectividad de

diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes en la construcción de infraestructuras.

La evaluación de la efectividad de las tecnologías y estructuras de protección de taludes es fundamental para determinar la solución más adecuada y rentable para un problema específico de estabilidad de taludes. La evaluación de la efectividad también ayuda a los ingenieros a identificar la necesidad de medidas correctivas y a evaluar la eficacia de los sistemas de protección instalados.

Existen varias formas de evaluar la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes en la construcción de infraestructuras, que incluyen:

- Evaluación en campo: La evaluación en campo implica la observación y registro directo de la estabilidad del talud después de la instalación de un sistema de protección. La evaluación en campo es importante porque puede proporcionar información sobre el rendimiento real de un sistema de protección en un entorno real. La evaluación en campo puede incluir la observación del comportamiento del talud después de la lluvia, la nieve, el viento o cualquier otro evento que pueda afectar la estabilidad del talud.
- Análisis de datos históricos: La evaluación de la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes también puede realizarse mediante el análisis de datos históricos. Esto implica revisar los registros de eventos previos de estabilidad del talud y compararlos con la información recopilada después de la instalación del sistema de protección. Este método puede proporcionar información valiosa sobre la efectividad del sistema de protección y la necesidad de medidas adicionales.

- **Análisis numérico:** El análisis numérico es un método de evaluación de la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes que utiliza modelos matemáticos para simular el comportamiento del talud. Los modelos pueden proporcionar información sobre la respuesta del talud a diferentes cargas, la interacción suelo-estructura y otros factores que pueden afectar la estabilidad del talud. Los resultados del análisis numérico pueden utilizarse para evaluar la eficacia de diferentes sistemas de protección y para identificar la necesidad de medidas adicionales.
- **Pruebas de carga:** Las pruebas de carga son un método de evaluación de la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes que implican la aplicación de cargas al talud. Las pruebas de carga pueden proporcionar información valiosa sobre la capacidad de carga del talud y la eficacia de los sistemas de protección instalados.

En resumen, la evaluación de la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes en la construcción de infraestructuras es esencial para garantizar la seguridad y la estabilidad de las obras. Los métodos utilizados para evaluar la efectividad de los sistemas de protección pueden incluir la evaluación en campo, el análisis de datos históricos, el análisis numérico y las pruebas de carga.

2.2.6. Consideraciones económicas y ambientales en la selección y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras.

La selección y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras no solo implica consideraciones técnicas y de seguridad, sino también aspectos económicos y ambientales.

En cuanto a las consideraciones económicas, se debe tener en cuenta el costo de los diferentes sistemas de protección y su relación con la eficacia en la estabilización de taludes. Es importante realizar un análisis de costo-beneficio para determinar si el costo de implementar un sistema de protección específico es justificado por los beneficios que proporciona. Además, es importante tener en cuenta los costos de mantenimiento y reparación a largo plazo.

Por otro lado, también se deben considerar los aspectos ambientales en la selección y diseño de sistemas de protección de taludes. Es importante evaluar el impacto ambiental de la construcción y mantenimiento de los sistemas de protección en el entorno natural. Por ejemplo, la construcción de muros de contención puede afectar la biodiversidad y la calidad del agua de los cuerpos hídricos cercanos. Es importante identificar y evaluar estos impactos para minimizar su impacto negativo y buscar alternativas más sostenibles.

Además, es importante tener en cuenta las regulaciones y normativas ambientales en el diseño y selección de sistemas de protección de taludes. Las regulaciones ambientales pueden limitar la selección de ciertos tipos de tecnologías y estructuras de protección de taludes. Por lo tanto, es importante identificar y cumplir con estas regulaciones para garantizar la construcción sostenible y segura de infraestructuras.

En resumen, la selección y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras debe considerar tanto las consideraciones económicas como ambientales para garantizar la eficacia, la sostenibilidad y la seguridad a largo plazo de los sistemas de protección de taludes en el entorno natural.

2.2.7. Análisis hidrológico y de hidráulica

(MTC, 2014) “indica que el análisis hidrológico requiere de la información hidrológica y meteorológica de la zona la cual se va a estudiar, para presentar criterios de diseño y métodos considerados. De estos criterios de diseño y estudio se calculan las máximas avenidas bajo supuestos o probabilidades que puedan ocurrir en una cierta magnitud en un determinado periodo de tiempo”

Información Cartográfica Detallada

(MTC, 2014) Abarca toda la extensión del proyecto en el cual las características deben ser similares a la zona de estudio para un correcto análisis; se usará cartas nacionales emitidas por el IGN, las cuales deberán estar en escala 1:100,000 y 1:25,000 de preferencia para obtener resultados con más detalle”

Hidrografía

(MTC, 2014) “Se basa en el estudio de la cuenca en la zona de estudio, la cual permite calcular las características hídricas, geomorfológicas respecto al comportamiento hidrológico que tendrá sobre el proyecto. Se podrá calcular el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características, suelos, entre otros. Mientras se calcule la mayor cantidad de información respecto a la dinámica de la cuenca se podrá tomar decisiones asertivas para la construcción de obras viales”

Información Pluviométrica

(MTC, 2014) “Siendo la precipitación el inicio del ciclo hidrológico, así como de todos los fenómenos asociados a la ocurrencia de escorrentía, es fundamental efectuar un análisis del comportamiento hidrológico mediante el uso de precipitaciones obtenidas de las estaciones que inciden con mayor

conurrencia en la zona de estudio, las precipitaciones máximas en 24 horas eran necesarias para los cálculos requeridos.”

Periodo De Retorno

(MTC, 2014) “indica que el periodo de retorno es: el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años”.

Análisis De Frecuencias

“El análisis de frecuencia es una herramienta para estimar o predecir la frecuencia de probabilidad, precipitaciones, intensidades o caudales máximos de eventos pasados o futuros, esto con ayuda de la información recopilada de la zona en estudio. Este método estadístico permite calcular las precipitaciones asociadas a un determinado periodo de retorno” (Monsalve, 1999).

Pruebas De Bondad De Ajuste

(MTC, 2014) “indica que las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida”

Generación De Máximas Avenidas

- a) **Método hidrológico con HEC-HMS:** (MTC, 2014) “Permite crear modelos de precipitación – escorrentía utilizando diferentes métodos de infiltración e hidrogramas con los datos calculados. Es un programa de uso libre que permite simular el tránsito de avenidas generadas por lluvias y de esta manera estimar caudales pico”

- b) **Análisis Hidráulico:** (MTC, 2014) “Para conocer el comportamiento del flujo en cauces naturales o simplemente en canales con secciones conocidas, es necesario contar con la teoría básica de la hidráulica y las leyes físicas que gobiernan su comportamiento. De las ecuaciones básicas y los principios físicos de movimiento de fluidos, se aplican a la solución del flujo gradualmente variado, obteniendo como resultados los niveles o tirantes a lo largo del cauce. También es necesario contar con metodologías para calcular el área y el perímetro mojado en una sección transversal.”
- c) **Secciones Transversales en Cauces Naturales:** (MTC, 2014) “El estudio de las propiedades de las secciones transversales en cauces naturales tiene singular importancia ya que dicha sección es la que define muchas de las características de la conducción. Estas secciones representan la geometría del cauce que están formados por una serie de puntos o coordenadas (X, Y), cuyos valores de X forman la longitud de la sección transversal y los valores de Y las alturas con respecto a un DATUM. En principio, las formas de estas secciones pueden variar a lo largo del canal (canal no prismático)”.
- d) **Cálculo del Tirante Normal:** (MTC, 2014) “Para el análisis y diseño de un puente, es necesario conocer el Tirante Normal, que forma parte de las características hidráulicas de un río. En la mayoría de los textos exponen los cálculos numéricos solo para canales con secciones transversales conocidos tales como rectangulares, triangulares, trapezoidales, parabólicos y otros que derivan a ecuaciones lineales en la solución del tirante normal, entonces, para el análisis en cauces naturales aproximan a estas secciones mencionadas perdiendo precisión y garantía en la obtención de sus resultados”

- e) **Método de Lischtván – Levediev:** “El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea” (MTC, 2014, pp.105-106)

2.2.8. Estabilidad de la defensa ribereña

(MTC, 2014) “Es importante conocer en primer lugar los materiales que son parte de la constitución básica de la formación natural ya sea rocosa, formadas por suelos o mezclas de ambas para poder plantear las soluciones para los problemas de estabilidad luego de los deslizamientos o de forma de prevención de futuros colapsos de material”

“Los métodos del cálculo en la definición de estabilidad, constituyen un mecanismo cinemático de falla que a base de la experiencia se analizan las fuerzas que tienden a producir movimientos como la filtración, presión del agua, entre otros, llamados fuerzas motoras, estos se pueden comparar con otras fuerzas que desarrollan resistencia para que estos mecanismos de falla no se produzcan, llamados fuerzas resistentes” (De Matteis, 2003).

2.2.9. Estabilidad de los muros

Se considera las siguientes condiciones de estabilidad:

Factor De Seguridad Al Deslizamiento

(MTC, 2014) “En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar”

Factor De Seguridad Al Volteo

(MTC, 2014) “Al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo”

Factor De Seguridad A Los Esfuerzos

(MTC, 2014) “Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.”

2.3. Definición de términos básicos

Albañilería Armada.

(RNE, 2010) “Albañilería reforzada interiormente con varillas de acero distribuidas vertical y horizontalmente e integrada mediante concreto líquido, de tal manera que los diferentes componentes actúen conjuntamente para resistir los esfuerzos. A los muros de Albañilería Armada también se les denomina Muros Armados”

Altura Efectiva

(RNE, 2010) “Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerará como el doble de su altura real”

Concreto Líquido O Grout.

Concreto con o sin agregado grueso, de consistencia fluida.

Construcciones De Albañilería.

Edificaciones cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería.

Muro Arriostrado

Muro provisto de elementos de arriostre.

Muro De Contención

(Wikipedia, 2021) “Los muros de contención se utilizan para detener masas de suelo u otros materiales sueltos manteniendo pendientes que naturalmente no pueden conservar. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía”

(Diccionario geotecnia, 2019) “Los muros de contención se utilizan para detener masas de suelo u otros materiales sueltos manteniendo pendientes que naturalmente no pueden conservar”

2.4. Formulación de hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

Los sistemas de protección influyen en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022

2.4.2. Hipótesis específica

- Los sistemas de protección influyen en el factor de seguridad de volteo en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022

- Los sistemas de protección influyen en el factor de seguridad de desplazamiento en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022
- Los sistemas de protección influyen en el factor de seguridad de esfuerzos en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de villa rica – 2022

2.5. Identificación de variables

2.5.1. Variable independiente

Las variables independientes son:

- Factor de seguridad de volteo
- Factor de seguridad de desplazamiento
- Factor de seguridad de esfuerzos

2.5.2. Variable dependiente

La variable dependiente es: Optimización.

- Optimización en la estabilidad de taludes

2.5.3. Variable interviniente

- Asistentes
- Dibujantes BIM
- Proyectistas
- Sub gerente de estudios
- Evaluadores.

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

Tabla 1: Definición Operacional de Variables e indicadores

Variable	Definición	Indicador
Factor de seguridad de volteo	(MTC, 2014) “Al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo”	Factor de Seguridad determinado mediante software
Factor de seguridad de desplazamiento	(MTC, 2014) “En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar”	Factor de Seguridad determinado mediante software
Factor de seguridad de esfuerzos	(MTC, 2014) “Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.”	Factor de Seguridad determinado mediante software

Variable: Factor de seguridad de volteo

- Definición: Es el cociente entre las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes de un talud o muro de contención que garantiza su estabilidad frente a los posibles volteos. Las fuerzas estabilizantes incluyen

el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo, mientras que las fuerzas desestabilizantes incluyen la componente horizontal del empuje activo.

- Indicador: Factor de seguridad determinado mediante software de análisis geotécnico.

Variable: Factor de seguridad de desplazamiento

- Definición: Es el cociente entre las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes de un talud o muro de contención que garantiza su estabilidad frente a los posibles desplazamientos. El cociente no debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno y el muro de contención o entre dos planos del mismo material que tratan de deslizarse.
- Indicador: Factor de seguridad determinado mediante software de análisis geotécnico.

Variable: Factor de seguridad de esfuerzos

- Definición: Es la capacidad de un talud o muro de contención para soportar las cargas y tensiones del terreno sin presentar deformaciones o fallas. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.
- Indicador: Factor de seguridad determinado mediante software de análisis geotécnico.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

Si el proyecto implica la construcción real de muros y la evaluación de su eficacia en la estabilización de taludes, entonces se puede considerar que la investigación será experimental.

En una investigación experimental, se manipulan variables en un entorno controlado con el objetivo de estudiar su efecto en un fenómeno específico. En este caso, se estarían manipulando diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes para evaluar su efecto en la estabilidad de los taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica.

En resumen, si el proyecto involucra la construcción real de muros y la evaluación de su efectividad en la estabilización de taludes, se puede clasificar como una investigación experimental aplicada.

Para nuestro caso, se propondrá los diversos tipos de muros, además de ellos se construirá en las edificaciones a proteger, además de las defensas riverseñas y se verificará los datos determinados en gabinete, por ello se considerará experimental por obtener datos luego de la construcción.

3.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación se refiere a la profundidad y complejidad de la investigación que se llevará a cabo. En general, se distinguen cuatro niveles de investigación: exploratorio, descriptivo, correlacional y experimental.

- Investigación exploratoria: este nivel de investigación se utiliza para explorar un tema o fenómeno poco conocido o que no ha sido estudiado anteriormente. El objetivo principal de la investigación exploratoria es generar hipótesis y preguntas para estudios posteriores más completos y precisos. En este nivel, se suelen utilizar técnicas como la revisión bibliográfica, entrevistas exploratorias y grupos de discusión.
- Investigación descriptiva: este nivel de investigación se enfoca en describir un fenómeno o situación tal como se presenta en la realidad. El objetivo principal de la investigación descriptiva es proporcionar una imagen detallada y precisa de los aspectos relevantes del fenómeno estudiado. En este nivel, se suelen utilizar técnicas como la encuesta, el cuestionario y la observación sistemática.
- Investigación correlacional: este nivel de investigación se enfoca en identificar y analizar la relación entre dos o más variables. El objetivo principal de la investigación correlacional es determinar si existe una relación estadísticamente significativa entre las variables estudiadas y, si es así, determinar la fuerza y dirección de la relación. En este nivel, se suelen utilizar técnicas como el análisis de correlación y la regresión lineal.

- Investigación experimental: este nivel de investigación se utiliza para estudiar la relación causal entre dos o más variables. El objetivo principal de la investigación experimental es establecer la causalidad entre las variables estudiadas, es decir, determinar si una variable influye directamente sobre otra. En este nivel, se suelen manipular una o más variables independientes y medir su efecto sobre una variable dependiente.

En el caso del proyecto "Influencia De Los Sistemas De Protección En La Estabilidad De Taludes En La Construcción De Diversas Infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022", se puede considerar que se trata de una investigación experimental aplicada. Esto se debe a que el proyecto implica la construcción real de muros y la evaluación de su efectividad en la estabilización de taludes en diferentes infraestructuras. En una investigación experimental, se manipulan variables en un entorno controlado con el objetivo de estudiar su efecto en un fenómeno específico. En este caso, se estarían manipulando diferentes tecnologías y estructuras de protección de taludes para evaluar su efecto en la estabilidad de los taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica.

3.3. Métodos de investigación

Dado que la investigación es experimental, se utilizará una combinación de métodos de investigación.

El proyecto "Influencia De Los Sistemas De Protección En La Estabilidad De Taludes En La Construcción De Diversas Infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022" puede incluir tanto elementos de investigación cuantitativa como de investigación cualitativa, dependiendo de los objetivos específicos y los métodos de recolección de datos.

La investigación cuantitativa implica la recolección de datos numéricos y estadísticos, y se utiliza para analizar y generalizar relaciones entre variables. En este proyecto, se podrían utilizar métodos cuantitativos para recopilar datos sobre los factores de seguridad de los taludes y la eficacia de diferentes tecnologías y estructuras de protección en la estabilización de taludes. Por ejemplo, se podría utilizar instrumentación geotécnica para medir la inclinación, desplazamiento y fuerzas en los taludes y comparar los resultados entre diferentes tecnologías y estructuras de protección.

La investigación cualitativa, por otro lado, se enfoca en la comprensión y descripción de fenómenos y experiencias en profundidad, y se basa en la recolección y análisis de datos no numéricos. En este proyecto, se podrían utilizar métodos cualitativos para comprender la experiencia y percepción de los profesionales de la Ingeniería Civil sobre la implementación y efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección en la estabilización de taludes luego de la construcción de los sistemas de sostenimiento

3.4. Diseño de investigación

Dado que el proyecto combina elementos de investigación aplicada, descriptiva y experimental, es probable que se utilice un diseño de investigación mixto, es decir, una combinación de métodos cuantitativos y cualitativos. En términos generales, el diseño de investigación podría incluir los siguientes elementos:

- Revisión bibliográfica: para recopilar información teórica y práctica sobre los sistemas de protección en la estabilidad de taludes y su influencia en la construcción de infraestructuras.
- Análisis de datos existentes: para recopilar y analizar información y datos relevantes sobre los factores de seguridad de volteo, desplazamiento y

esfuerzos en los taludes en la construcción de infraestructuras en la localidad de Villa Rica.

- Observación y registro de datos: si se requiere recopilar datos en campo sobre la estabilidad de los taludes y la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección.
- Diseño y construcción de muros: si se busca evaluar experimentalmente la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección.
- Análisis cuantitativo de datos: si se requiere analizar los datos numéricos y estadísticos recopilados, como los datos de instrumentación geotécnica.
- Análisis cualitativo de datos: si se requiere analizar los datos no numéricos recopilados, como las percepciones y experiencias de los expertos en la materia.

El diseño de la presente investigación se tomará en cuenta en base a la siguiente fórmula:

$$R = Pt \rightarrow T \rightarrow PT$$

Donde:

- R = resultados y conclusiones
- Pt = anti test
- T = procedimiento
- PT = después del tratamiento

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

La población de interés en el proyecto "Influencia De Los Sistemas De Protección En La Estabilidad De Taludes En La Construcción De Diversas Infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022" son las diferentes

infraestructuras construidas en la localidad de Villa Rica que presentan taludes que requieren de sistemas de protección para garantizar su estabilidad.

3.5.2. Muestra

Muestreo Por Conveniencia

(Estadística para estudiantes, 2015) “Esta es una de las causas por las que los estudiosos confían en el muestreo por conveniencia, que es la técnica de muestreo no probabilística más común, gracias a su rapidez, costo-efectividad y facilidad de disponibilidad de la muestra”

(Estadística para estudiantes, 2015) “Una ejemplificación de muestreo por conveniencia podría ser usar a alumnos voluntarios que sean conocidos del investigador. El investigador puede mandar la encuesta a los alumnos y ellos en esta situación actuarían como muestra”

Para nuestro caso, se tomará estructuras que serán ejecutadas dentro de la localidad del distrito de villa rica, y se tomara la construcción del PTAR y Hospital de Villa Rica

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas e instrumentos de recolección de datos que se emplearán en el proyecto "influencia de los sistemas de protección En La Estabilidad De Taludes En La Construcción De Diversas Infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022" depende de los objetivos específicos de la investigación y los tipos de datos que se quieran obtener, siendo:

- Observación: para recopilar información sobre las características de los taludes, la efectividad de diferentes tecnologías y estructuras de protección y los factores de seguridad.

- Instrumentación geotécnica: para medir la inclinación, desplazamiento y fuerzas en los taludes y comparar los resultados entre diferentes tecnologías y estructuras de protección (de acuerdo al diseño mediante software)
- Análisis de registros existentes: para recopilar y analizar información y datos relevantes sobre los factores de seguridad de volteo, desplazamiento y esfuerzos en los taludes en la construcción de infraestructuras en la localidad de Villa Rica.
- Análisis documental: para recopilar información relevante de documentos técnicos, planos, memorias de cálculo, y otros documentos que estén relacionados con los sistemas de protección en la estabilidad de taludes.

3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Las técnicas de procesamiento y análisis de datos que se emplearán en el proyecto "influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022" depende de los objetivos específicos de la investigación y los tipos de datos que se hayan recopilado, siendo:

- Análisis de contenido: si se han recolectado datos cualitativos, se puede emplear el análisis de contenido para identificar temas y patrones en los datos.
- Análisis de regresión: si se han recolectado datos cuantitativos, se puede emplear el análisis de regresión para modelar y predecir la relación entre variables.
- Análisis de imágenes: si se han recolectado datos de imágenes, se puede emplear el análisis de imágenes para extraer características y patrones de las imágenes.

3.8. Tratamiento estadístico

En el proyecto "influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras En La Localidad De Villa Rica – 2022" puede que no sea necesario realizar un tratamiento estadístico si los datos que se han recopilado son predominantemente cualitativos, como la información obtenida del análisis documental.

En lugar de un tratamiento estadístico, se pueden emplear técnicas de análisis cualitativo como el análisis de contenido, el análisis temático o el análisis narrativo, dependiendo de los objetivos específicos de la investigación y el tipo de datos que se hayan recopilado.

En resumen, el uso de un tratamiento estadístico en el proyecto dependerá del tipo de datos que se hayan recopilado y los objetivos específicos de la investigación. Es importante seleccionar las técnicas de procesamiento y análisis de datos adecuadas para garantizar la validez y confiabilidad de los resultados de la investigación.

3.9. Orientación ética, filosófica y epistémica

Como investigador en el proyecto "influencia de los sistemas de protección en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de villa rica – 2022", fue importante tener en cuenta los aspectos éticos de la investigación. A continuación, brindo algunas orientaciones éticas consideradas en la investigación:

- Consentimiento informado: Antes de comenzar con la recolección de datos, informaré a todas las personas o instituciones involucradas en el proyecto sobre la investigación y obtendré su consentimiento de manera voluntaria y consciente. Les explicaré claramente el propósito y la naturaleza de la investigación, así como cualquier riesgo o beneficio potencial.

- Confidencialidad: Mantendré la privacidad de los datos recolectados y protegeré la información de cualquier acceso no autorizado. Garantizaré que todos los datos sean manejados con la máxima seguridad y protección, respetando el anonimato y la privacidad de las personas involucradas en la investigación.
- Honestidad y transparencia: Seré honesto y transparente en la presentación de los resultados de la investigación, evitando la manipulación de datos o la ocultación de información relevante. Reconoceré y divulgaré de manera transparente cualquier posible sesgo o limitación en el diseño de la investigación.
- Respeto y no daño: Garantizaré que la investigación se realice de manera respetuosa y sin causar daño a las personas o a las instituciones involucradas. No causaré daño o perjuicio a los participantes de la investigación y tendré en cuenta el bienestar físico y emocional de todas las personas involucradas.
- Derechos de autor: En caso de utilizar información y datos de terceros, obtendré los permisos necesarios y respetaré los derechos de autor. Citaré adecuadamente las fuentes y reconoceré la contribución de otras personas en la investigación.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo

4.1.1. Proyectos en evaluación

4.1.1.1. Hospital Villa Rica

(MEF, 2008) el resumen del Proyecto tiene como características: “La situación de salud de un distrito es el resultado de la interacción de múltiples factores determinantes, que con gran dinamismo modifican y determinan los perfiles epidemiológicos y los escenarios de salud-enfermedad de la población. La pobreza, la ruralidad, la globalización, la contaminación ambiental, la inaccesibilidad a servicios de agua y desagüe; las bajas coberturas de parejas protegidas por métodos modernos y de parto por personal entrenado; y otros determinantes de gran impacto en la salud, establecen un estado de salud de transición epidemiológica, donde persisten juntas las enfermedades infecciosas y degenerativas, además de las causas

externas. El Hospital Román Egoavil Pando, forma parte integrante de la Red Hospitalaria del Ministerio de Salud; de II nivel de Complejidad. En la actualidad, los cambios que se vienen experimentando en el campo de Salud Pública, obligan a la realización de modificaciones significativas en el diseño de las organizaciones de salud, con la finalidad de hacerlas más dinámicas, eficientes y competitivas y con ello elevar los niveles de calidad de atención en sus diferentes servicios; lo cual implica también adecuar, modernizar y ampliar su capacidad resolutive. Ante esta perspectiva, el Hospital Román Egoavil Pando, plantea garantizar un mayor acceso a la atención integral de salud con servicios adecuados y de calidad, cuya única finalidad consiste en mitigar el daño que las enfermedades ocasionan en la población; respondiendo así al compromiso con la población, especialmente aquella de menores recursos. En su cotidiano quehacer, nuestro hospital realiza una serie actividades que dan soporte a una gran gama de servicios médico quirúrgicos, de ayuda al diagnóstico y de servicios complementarios. Dichas actividades, conforme a lo expresado en el acápite anterior se encuentran inmersas dentro del ámbito de los cuatro sectores de integración de la función de producción hospitalaria y cada cual presenta sus propios problemas. El Hospital Román Egoavil Pando del distrito de Villa Rica, tiene una población referencial de 55,401 Distribuidos en los Distritos de Villa Rica, Palcazu y Puerto Bermúdez, se debe considerar que 71 Establecimientos de salud pertenecientes a estos Distritos refieren sus pacientes al Hospital Román Egoavil Pando, lo que origina un mayor número de atenciones y atendidos en este hospital. El cumplimiento adecuado de sus funciones sanitarias se ve afectado debido a que este establecimiento presenta serias deficiencias en la

provisión de servicios y un riesgo latente de enfermedades intrahospitalarias en el mismo establecimiento por la falta de una adecuada distribución, funcionalidad de sus ambientes y sobre todo condiciones de bioseguridad. Los cambios que se vienen experimentando en la salud pública y las organizaciones de salud, obligan a la realización de modificaciones significativas en el diseño de las organizaciones de salud, con la finalidad de hacerlas más dinámicas, eficientes y competitivas y con ello elevar los niveles de calidad de atención en sus diferentes servicios; lo cual implica también adecuar, modernizar y ampliar su capacidad resolutive. Ante esta perspectiva, el Hospital Román Egoavil Pando del distrito de Villa Rica, plantea garantizar un mayor acceso a la atención integral de salud con servicios adecuados y de calidad, cuya única finalidad consiste en mitigar el daño que las enfermedades ocasionan en la población, prevenir la enfermedad y promocionar la salud. Por lo expuesto, cabe señalar que, el actual Hospital Román Egoavil Pando es un hospital de categoría y complejidad, según las normas, nivel II-1(Hospital de Apoyo), pero analizando la calidad de los mismos, en la realidad viene prestando sus servicios de salud como un hospital de menor complejidad, por la inadecuada capacidad resolutive de su infraestructura”

Además, cuenta con los siguientes componentes de construcción:

	MONTO	AVANCE	% DE AVANCE
CONSTRUCCION DE AMBIENTES PARA EL FUNCIONAMIENTO TEMPORAL DEL HOSPITAL (PLAN DE CONTINGENCIA):	S/ 6,401,297.57	S/ 6,388,376.57	99.80%

CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA PARA EL HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO (55 CAMAS) :	S/ 81,472,103.75	S/ 41,291,697.23	50.68%
ADQUISICIÓN DE EQUIPO Y MOBILIARIO PARA EL EE.SS. ROMAN EGOAVIL PANDO:	S/ 32,846,726.55	S/ -	0.00%
MEJORA DE LA GESTION (DESARROLLO DE LA CAPACITACIÓN)	S/ 1,216,000.00	S/ -	0.00%
GESTION DEL PROYECTO (GASTOS ADMINISTRATIVOS)	S/ 3,307,201.00	S/ 787,761.83	23.82%
EXPEDIENTE TÉCNICO:	S/ 1,400,000.00	S/ 1,396,000.00	99.71%
SUPERVISION DE EXPEDIENTE TECNICO:	S/ 100,000.00	S/ 97,330.00	97.33%
SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE OBRA	S/ 4,418,838.88	S/ -	0.00%
TOTAL	S/ 131,162,167.75	S/ 49,961,165.63	38.09%

El cual, a septiembre de 2022, se cuenta con un avance de 48.05%

4.1.1.2. Saneamiento Distrito De Villa Rica

Datos Generales De La Obra:

Nombre de la Obra: "RECONSTRUCCION DE LA INFRAESTRUCTURA DE SANEAMIENTO DE VILLA RICA – OXAPAMPA - PASCO"

Metas Físicas:

1.- CAPTACION
2.- RED DE AGUA POTABLE
3.- LINEA DE CONDUCCION
4.- RED DE ALCANTARILLADO
5.- PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE
6.- PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES

7.- RESERVORIOS

Ubicación:

- Localidad : Villa Rica
- Distrito : Villa Rica
- Provincia : Oxapampa
- Región : Pasco

Datos generales de la obra:

- Sistema de Ejecución: Suma Alzada
- SUPERVISOR DE OBRA: CONSORCIO SUPERVISOR OXAPAMPA
- JEFE DE SUPERVISION: Ing. Gamaliel Víctor Manuel CHIRINOS TORANZO
- EMPRESA EJECUTORA: CONSORCIO VILLA RICA
- RESIDENTE DE OBRA: Ing. Pedro MOSCOL FIESTAS

Estado Situacional Del Proyecto

Avance físico real de obra y avance financiero según valorizaciones acumuladas y pagadas hasta la fecha.

4.1.2. Descripción de trabajo de campo

4.1.2.1. Hospital Villa Rica

Situación Actual

La infraestructura existente del establecimiento de salud está construida en su mayoría de material noble, compuesta por varios módulos, los cuales se dieron de manera progresiva y modular desde el año 1970: En la actualidad se encuentra en regular y mal estado de conservación, el cual ha pasado de ser un establecimiento de salud del primer nivel de atención (Puesto de Salud nivel 1-2 destinado a la atención integral de servicios ambulatorios y promoción de la salud), a

ser un establecimiento de salud del segundo nivel de atención (Hospital II-1 que atiende problemas de salud de alta complejidad); sin embargo, en las condiciones actuales de funcionamiento y capacidad resolutoria no satisface la atención, diagnóstico y tratamiento de muchos pacientes y patologías, ya sea por falta de personal asistencial, falta de médicos especialistas, falta de capacitación y mejora continua de las capacidades y fortalezas del recurso humano, calidad de la Infraestructura y equipamiento, entre otros.

En tal sentido y como parte de la información necesaria para desarrollar el proyecto de investigación a continuación, se presenta describe la propuesta de, Proyecto de la especialidad de arquitectura referido al hospital román egoavil pando nivel ii-1 del distrito de villa rica

A. Zonificación: Para la propuesta de zonificación se analizó factores que tendrán relevancia tales como:

- Accesibilidad
- Factores ambientales
- Topografía
- ACCESIBILIDAD. - Aunque el terreno del Hospital tiene cuatro frentes con la posibilidad de cuatro accesos, la Av. Capitán Soto que es paralela a la Av. Hipólito Unanue, la cual es la calle principal de la ciudad, por lo que se convierte en el principal acceso para el establecimiento.
- FACTORES AMBIENTALES. - Para la propuesta de zonificación de los servicios se está tomando en cuenta la roseta de vientos predominantes en la zona, para la propuesta de distribución de los diferentes servicios en el terreno. Según los estudios de monitoreo

ambiental realizados la dirección de vientos pasivos predominantes es NE.

- TOPOGRAFIA. - Las instalaciones del Hospital Román Egoavil Pando Nivel II-1, se encuentran sobre un terreno de topografía variable con pendientes entre 10% a 20%, terraplenes y desniveles pronunciados, dentro del perímetro urbano. Lo cual implica que para adecuarse al terreno se tendrán ingresos a nivel de calle pero que nivel de proyecto sean diferentes.

B. Programa estructural.

- Trazar los cimientos de los muros de cimentación en las elevaciones de cerco perimetral, donde se cumpla la profundidad mínima de cimentación.
- Seleccionar secciones típicas en los muros de cerco.
- Identificar los muros de contención y decidir la configuración más conveniente: muros de gravedad, cantiléver o tipo cajón.
- Diseñar las dimensiones de zapatas, muros de concreto y paños de albañilería.
- Compatibilizar las zapatas de los muros de cerco con la cimentación de los módulos adyacentes.

C. Criterios de diseño.

- El cerco se ubicará sobre un muro de contención con zapata excéntrica por cuyo talón saldrá fuera del límite de propiedad por debajo de la vía existente, por lo que es necesario tramitar con la municipalidad distrital de villa rica, el permiso correspondiente.
- El relleno de los muros de contención debe ser realizado con material para afirmados que asegure una menor fuerza de empuje y mejores

condiciones para el drenaje de aguas pluviales. Asimismo, sobre el talón del muro de contención deberá instalarse una tubería de drenaje pluvial, embebida en una capa de material de gravilla.

- La pantalla del muro contará con lloraderas para evacuar la presencia del agua pluvial hacia el jardín interior.
- Se diseñan los muros de contención de suelos para una sobrecarga de 700 kg/m² en el trasdós de la pantalla, considerando la presencia de carga vehicular en el Jr. A. Aranda y Av. 28 de Julio
- El análisis del caso sísmico, suma el coeficiente de pseudo - aceleración calculado con los parámetros sísmicos, al valor del coeficiente de empuje activo.

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

Carga sísmica en cercos. Norma E-030.

D. Especificaciones técnicas.

- Los paños de albañilería deben estar revestidos por ambos lados por el tema de durabilidad.
- El concreto de los muros de contención y sus zapatas, deben tener una resistencia mínima de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Implementar rellenos con material granular en el trasdós y ductos que atraviesan la pantalla del muro.

4.1.2.2. Saneamiento distrito de villa rica

Para el proyecto de saneamiento distrito de villa rica, específicamente se ha realizado el levantamiento topográfico y el análisis

hidráulico de la misma considerando que la única estructura que es la planta de tratamiento de agua residuales se encuentra a lado del río.

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Análisis de frecuencias

4.2.1.1. Hospital Villa Rica

Para el proyecto del hospital de Villa Rica por ser una edificación que se encuentra lejos de afluentes de agua, no se ha definido o analizado la construcción de muros de contención con fines de defensa ribereña, se han analizado con fines de sostenimiento de la estructura principal.

En el caso del proyecto del hospital de Villa Rica, al tratarse de una edificación que se encuentra lejos de afluentes de agua, no se ha considerado o analizado la necesidad de construir muros de contención con fines de defensa ribereña. Sin embargo, se han analizado la construcción de muros de contención con fines de sostenimiento de la estructura principal del hospital.

Es importante destacar que, aunque no se requiera la construcción de muros de contención con fines de defensa ribereña, se deben tener en cuenta otros sistemas de protección para garantizar la estabilidad de los taludes en la zona de construcción del hospital, como la implementación de sistemas de drenaje y la selección adecuada de los materiales de construcción. Todo esto con el fin de asegurar la estabilidad del terreno y, por tanto, la seguridad y funcionalidad del hospital.

4.2.1.2. Saneamiento Distrito De Villa Rica

Para el caso de saneamiento del distrito de villa rica, la planta de tratamiento de aguas residuales se ha construido a lado del rio, el cual si es necesario el cálculo hidrológico para estas estructuras.

Para nuestra investigación, se tiene los siguientes resultados en el análisis de frecuencias:

Tabla 2: Ajuste a la Distribución Normal

Tiempo de Retorno T	Probabilidad F (Z)	Variable Estandarizada Z	P(mm)
2	0.5	0.00	101
5	0.8	0.93	104.21
10	0.9	1.53	108.14
20	0.95	2.27	111.59
25	0.96	2.53	114.77
50	0.98	2.56	117.94
75	0.9867	2.60	121.68
100	0.99	3.28	125.40
200	0.995	3.63	128.77
500	0.998	3.68	132.19
1000	0.999	4.55	135.85

Tabla 3: Ajuste a la Distribución Log Normal 2 Parámetros

Tiempo de Retorno T	Probabilidad F (Z)	Variable Estandarizada Z	P(mm)
2	0.5	0	101
5	0.8	0.93	104.28
10	0.9	1.53	107.56
20	0.95	2.27	110.7
25	0.96	2.53	114.66
50	0.98	2.56	118.4
75	0.9867	2.6	121.91
100	0.99	3.28	125.65
200	0.995	3.63	128.71
500	0.998	3.68	132.33

1000	0.999	4.55	135.37
------	-------	------	--------

Tabla 4: Ajuste a la Distribución Log Normal de 3 Parámetros

Tiempo de Retorno T	Probabilidad F (Z)	Variable Estandarizada Z	P(mm)
2	0.5	0	101
5	0.8	0.93	104.08
10	0.9	1.53	107.35
20	0.95	2.27	111.31
25	0.96	2.53	114.67
50	0.98	2.56	117.71
75	0.9867	2.6	121.22
100	0.99	3.28	124.88
200	0.995	3.63	128.19
500	0.998	3.68	131.58
1000	0.999	4.55	134.73

Tabla 5: Ajuste a la Distribución Gumbel

Tiempo de Retorno T	Probabilidad F (Z)	Variable Estandarizada Z	P(mm)
2	0.5	0.00	101
5	0.8	0.37	104
10	0.9	1.33	107.3
20	0.95	2.14	110.7
25	0.96	2.73	114
50	0.98	3.56	117.1
75	0.9867	3.90	120.7
100	0.99	4.47	124.5
200	0.995	4.76	128.1
500	0.998	5.64	131.2
1000	0.999	6.77	135.1

Tabla 6: Ajuste a la Distribución Log Gumbel

Tiempo de Retorno T	Probabilidad F (Z)	Variable Estandarizada Z	P(mm)
2	0.5	0.00	101
5	0.8	0.37	104.61
10	0.9	1.33	108.25
20	0.95	2.14	111.82
25	0.96	2.73	115.13
50	0.98	3.56	118.45
75	0.9867	3.90	121.59
100	0.99	4.47	124.99
200	0.995	4.76	128.01
500	0.998	5.64	131.03
1000	0.999	6.77	134.17

En el caso del proyecto de saneamiento del distrito de Villa Rica, se ha construido una planta de tratamiento de aguas residuales cerca del río, lo cual implica la necesidad de realizar un cálculo hidrológico para determinar la frecuencia y la magnitud de las crecidas del río, y así definir la capacidad de la planta de tratamiento para manejar las aguas residuales en caso de inundaciones.

En la investigación se han utilizado diferentes técnicas de análisis estadístico para determinar la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, como las crecidas del río, y la magnitud de dichos eventos. Se han utilizado diferentes distribuciones para el análisis de frecuencias, incluyendo la distribución normal, lognormal, Gumbel y log-Gumbel.

Es importante mencionar que el análisis estadístico debe realizarse de manera ética y rigurosa, siguiendo los protocolos y estándares establecidos para garantizar la validez y fiabilidad de los resultados. Además, es importante asegurarse de que los datos

utilizados en el análisis sean confiables y precisos, y que se hayan obtenido de fuentes legítimas y verificables. Todo esto con el fin de garantizar que la toma de decisiones y las acciones que se deriven de la investigación sean éticas y responsables.

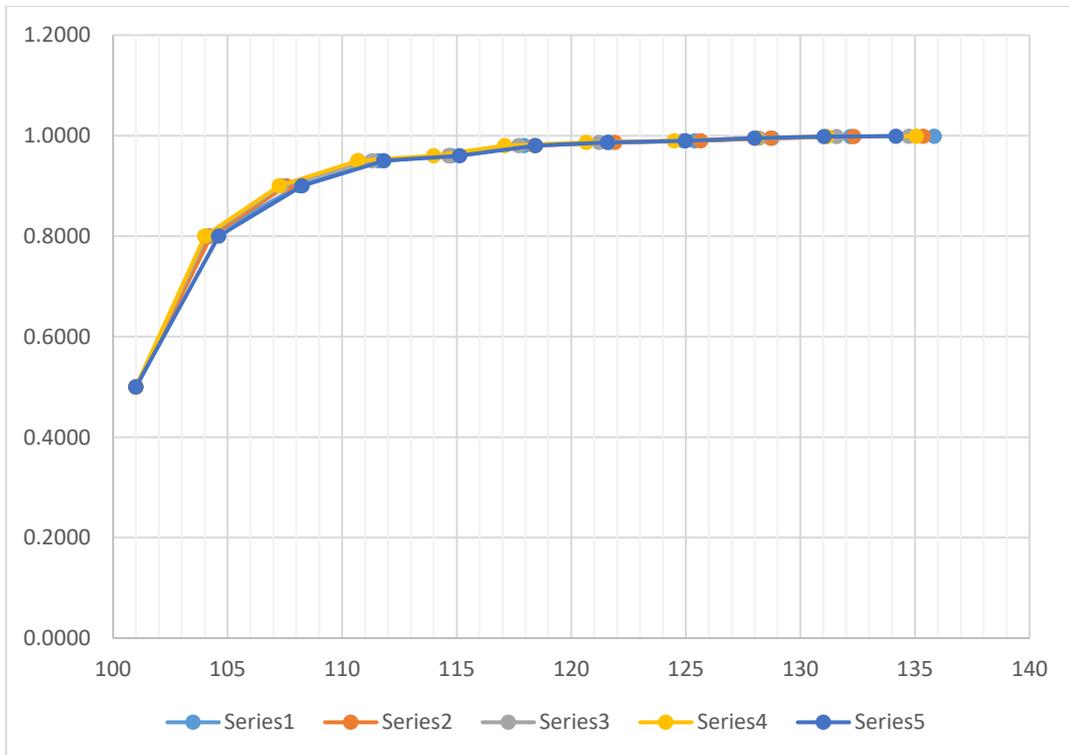
Tabla 7: Resumen de ajuste a los análisis de frecuencias

Tiempo de Retorno T	Probabilidad F (Z)	Probabilidad F (Z)	Normal	Normal 2	Normal 3	Gumbel	Log Gumbel
2	0.5000	0.5	101	101	101	101	101
5	0.8000	0.8	104.21	104.28	104.08	104	104.61
10	0.9000	0.9	108.14	107.56	107.35	107.26	108.25
20	0.9500	0.95	111.59	110.7	111.31	110.7	111.82
25	0.9600	0.96	114.77	114.66	114.67	114	115.13
50	0.9800	0.98	117.94	118.4	117.71	117.1	118.45
75	0.9867	0.9867	121.68	121.91	121.22	120.66	121.59
100	0.9900	0.99	125.40	125.65	124.88	124.49	124.99
200	0.9950	0.995	128.77	128.71	128.19	128.08	128.01
500	0.9980	0.998	132.19	132.33	131.58	131.17	131.03
1000	0.9990	0.999	135.85	135.37	134.73	135.06	134.17

La tabla presenta los resultados del ajuste de los análisis de frecuencias para determinar la probabilidad de ocurrencia de lluvias intensas en diferentes tiempos de retorno en el proyecto de saneamiento del distrito de Villa Rica. Se realizaron ajustes a cinco distribuciones diferentes (normal, log normal de 2 parámetros, log normal de 3 parámetros, Gumbel y log Gumbel) y se compararon los resultados para determinar cuál distribución es la más adecuada para el proyecto. Los valores de probabilidad F (Z) y la variable estandarizada Z se presentan para cada distribución, así como el valor de precipitación en mm para cada tiempo de retorno. Con base en estos resultados, se seleccionará

la distribución más adecuada para la modelación hidrológica en el proyecto.

Tabla 8: Comparación de las funciones acumuladas para las diferentes distribuciones



De todos los datos los que tienen mayor influencia dentro del análisis de frecuencias es la de los ajustes a la Distribución Normal

4.2.2. Determinación de la tormenta de diseño

4.2.2.1. Hospital Villa Rica

Para el proyecto del hospital de Villa Rica por ser una edificación que se encuentra lejos de afluentes de agua, no se ha definido o analizado la construcción de muros de contención con fines de defensa ribereña, se han analizado con fines de sostenimiento de la estructura principal.

4.2.2.2. Saneamiento distrito de villa rica

(cello, 2020) “el objetivo será la determinación de las intensidades máximas de la lluvia en el área que comprende a la cuenca

de estudio, para diferentes periodos de retorno y duración de la lluvia igual al tiempo de concentración”

Tabla 9: Precipitación de diseño con duración que sean menores a 24 horas (mm)

Duración	Periodo de Retorno en Años										
	Hr	2	5	10	20	25	50	75	100	200	500
1	76.36	91.76	130.05	102.46	70.44	148.87	70.9	103.09	56.43	104.59	104.78
2	82.43	144.43	145	107.81	144.57	94.55	94.38	54.4	92	137.26	63.09
3	138.14	73.38	141.98	136.91	94.47	59.75	117.16	105.55	66.1	146.39	106.44
4	80.69	150.39	129.21	124.78	127.85	94.29	102.75	69.13	57.14	81.21	137.86
5	118.22	150.73	111.47	59.88	111.83	91.32	132.28	94.49	73.54	144.45	108.83
6	95.77	128.09	89.11	96.8	117.99	135.92	66.24	91.09	75.86	123.7	84.61
7	51.76	93.71	138.84	114.71	76.3	65.03	102.17	77.45	79.57	124.23	54.76
8	82.63	111.17	129.67	86.85	134.56	132.76	137.95	148.46	123.71	144.03	147.06
9	142.2	148.3	143	106.84	71.34	124.97	115.84	106.03	124.47	67.66	56.57
10	132.42	100.06	73.95	50.47	84.36	138.38	134.68	88.61	98.18	54.95	87.43
11	75.91	139.58	108.06	69.2	106.36	119.71	132.58	107.53	57.25	135.03	108.8
12	51.81	57.11	67.53	108.96	84.16	117.67	117.67	137.96	125.87	124.27	95.53
13	132.84	93.77	116.23	60.52	65.2	144.51	74.46	78.72	126.74	115.99	112.24
14	57.24	68.66	59.18	105.16	102.27	150.87	90.85	65.44	110.3	77.3	57.48
15	70.61	108.52	109.08	52.48	81.71	146.53	141.13	126.48	107.33	76.28	131.98
16	129.38	97.77	136.49	147.8	68.01	117.04	55.31	100.11	136.7	66.12	102.76
17	113.72	124.02	104.17	103.9	85.74	92.36	141.19	74.24	146.74	117.3	117.3
18	76.47	61.57	71.08	130.62	144.42	114.98	111.06	107.54	140.71	129.93	124.59
19	129.52	132.84	114.54	110.76	93.47	75.65	54.45	121.92	92.21	133.67	94.22
20	132.46	89.19	113.31	97.92	78.83	50.76	80.63	126.17	73.62	109.85	55.73
21	61.79	88.29	115.27	114.17	51.03	63.11	139.78	114.45	58.91	104.95	141.24
22	77.21	143.74	97.74	127.81	106.56	137.18	51.21	143.09	117.1	131.26	111.38
23	132.43	105.38	106.32	58.81	65.29	83.57	51.24	121.81	85.05	87.28	50.41
24	117.67	68.65	66.76	71.83	106.36	117.35	119.32	64.1	111.97	85.98	69.34

Tabla 10: Intensidades de diseño (mm/hr)

Duración	Periodo de Retorno en Años										
	Hr	2	5	10	20	25	50	75	100	200	500
1	76.36	91.76	130.05	102.46	70.44	148.87	70.90	103.09	56.43	104.59	104.78
2	69.26	83.23	119.26	94.98	64.59	135.02	64.31	95.56	51.75	96.95	97.13
3	63.68	76.53	109.76	84.43	58.04	124.16	58.42	84.95	47.63	87.23	86.34
4	57.65	69.27	99.48	77.35	53.88	112.39	52.82	77.83	42.04	77.91	80.15
5	51.91	62.38	87.11	68.63	47.18	102.70	47.49	69.05	38.36	71.10	72.28

6	46.48	56.77	77.86	61.34	42.17	89.13	43.16	63.78	33.78	62.62	64.83
7	40.59	50.61	71.72	56.51	38.85	79.12	39.10	55.82	30.56	55.59	55.69
8	36.52	43.89	63.50	49.00	34.39	69.71	33.20	48.27	26.99	51.07	51.16
9	31.99	38.44	53.19	43.95	28.81	60.88	29.00	43.19	23.64	44.87	44.95
10	27.77	32.45	45.99	36.23	26.32	54.13	25.07	37.49	19.96	39.08	37.05
11	23.08	28.65	41.91	33.02	22.70	47.97	21.43	31.16	18.18	33.70	33.77
12	20.22	24.30	33.14	26.11	17.95	40.91	18.78	27.30	15.51	26.65	27.75
13	16.14	19.39	30.09	22.68	16.30	31.46	15.69	22.82	11.93	24.20	23.19
14	13.88	17.60	23.65	19.65	12.10	27.07	12.89	19.77	10.82	17.97	19.05
15	11.93	14.34	17.72	14.98	11.01	23.26	11.08	14.05	8.82	14.25	16.37
16	9.52	9.60	16.21	11.74	8.78	15.58	8.84	11.82	6.47	11.99	13.06
17	7.40	7.06	12.61	9.93	6.13	14.43	6.17	10.00	5.47	10.14	8.06
18	4.83	5.80	9.53	6.48	5.16	9.41	4.48	7.55	3.00	5.57	6.63
19	4.08	3.99	6.95	4.45	3.06	7.96	2.37	4.48	3.02	4.55	4.56
20	2.11	1.62	4.90	2.83	1.95	5.61	2.67	3.88	2.13	1.85	2.90
21	1.21	1.45	0.76	1.62	1.11	3.84	1.12	1.63	0.89	0.61	1.66
22	1.37	0.19	2.33	0.81	1.26	1.18	0.56	1.85	1.01	0.83	1.88
24	0.46	0.36	1.81	1.43	0.28	2.08	0.28	0.62	0.34	0.63	0.41

TABLA 8:

Esta tabla presenta la precipitación de diseño en milímetros para diferentes duraciones de precipitación (de 1 a 24 horas) y diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 500 y 1000 años). Se presentan diferentes valores para cada combinación de duración y periodo de retorno.

TABLA 9:

En esta tabla se muestran las intensidades de diseño en milímetros por hora para diferentes duraciones de precipitación (de 1 a 24 horas) y diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 500 y 1000 años). Los valores presentados indican la máxima intensidad de precipitación esperada durante una hora en una tormenta de determinada duración y periodo de retorno.

4.2.3. Hietograma de diseño

Tabla 11: Hietograma para un periodo de retorno diseño de $T_r=100$ años

Duración	intensidad	Profundidad acumulada	profundidad incremental	Tiempo		precipitación
Hr	mm/hr	mm	mm	hr		mm
1	103.09	103.09	103.09	0	1	2.8
2	95.56	198.65	95.56	1	2	1.4
3	84.95	283.60	84.95	2	3	1.7
4	77.83	361.43	77.83	3	4	2.23
5	69.05	430.48	69.05	4	5	1.04
6	63.78	494.26	63.78	5	6	2.64
7	55.82	550.08	55.82	6	7	3.94
8	48.27	598.36	48.27	7	8	2.4
9	43.19	641.55	43.19	8	9	1.67
10	37.49	679.04	37.49	9	10	1.79
11	31.16	710.20	31.16	10	11	2.98
12	27.30	737.50	27.30	11	12	2.4
13	22.82	760.32	22.82	12	13	2.8
14	19.77	780.09	19.77	13	14	3.99
15	14.05	794.14	14.05	14	15	2.71
16	11.82	805.95	11.82	15	16	2.05
17	10.00	815.95	10.00	16	17	3.69
18	7.55	823.50	7.55	17	18	3.8
19	4.48	827.98	4.48	18	19	1.91
20	3.88	831.86	3.88	19	20	2.36
21	1.63	833.49	1.63	20	21	3.47
22	1.85	835.34	1.85	21	22	1.78
24	0.62	835.96	0.62	22	24	3.03

La Tabla 10 muestra un hietograma para un periodo de retorno de diseño de $T_r=100$ años. En la tabla se presenta la duración de la lluvia, la intensidad en mm/hr, la profundidad acumulada, la profundidad incremental, el tiempo en horas y la precipitación en mm para cada hora de lluvia. La tabla muestra que la intensidad de la lluvia varía durante el evento y que la mayor intensidad se presenta en la primera hora con una intensidad de 103.09 mm/hr. La profundidad acumulada de la lluvia es de 835.96 mm y la precipitación varía desde 1.04 mm hasta 3.99 mm por hora.

4.2.4. Generación de máximas avenidas

(mtc,2014) “para la generación de máximas avenidas se tendrá que hallar el número de curva para calcular los caudales; según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se definen cuatro grupos de suelos:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos”

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

*Ilustración 1: Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana
(Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje)*

Tabla 12: Resultados del método hidráulico

Cota msnm	Tirante	A (m ²)	P (m)	R (m)	T(m)	S	Neq	V (m/s)	Q (m ³ /s)
1466.55	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1467.02	0.37	11.26	37.73	0.31	54.76	0.035	0.0042	1.06	11.94
1467.48	0.71	15.97	42.72	0.33	63.69	0.035	0.0042	2.10	33.47
1467.95	1.07	15.96	45.55	0.31	61.41	0.035	0.0042	2.05	32.72
1468.45	1.46	17.83	44.27	0.40	57.89	0.035	0.0042	2.70	48.11
1468.85	1.86	13.67	42.37	0.37	61.46	0.035	0.0042	1.92	26.27
1469.32	2.23	18.29	40.24	0.38	60.41	0.035	0.0042	2.46	44.97
1469.81	2.60	16.49	41.67	0.34	59.54	0.035	0.0042	2.06	33.99
1470.31	2.99	16.12	43.73	0.38	59.54	0.035	0.0042	2.34	37.68
1470.75	3.29	17.76	45.68	0.39	58.01	0.035	0.0042	2.67	47.41
1471.22	3.59	20.05	41.61	0.40	61.14	0.035	0.0042	2.98	59.70
1471.69	3.99	19.91	44.27	0.35	57.10	0.035	0.0042	2.55	50.84
1472.18	4.35	18.71	43.76	0.39	63.48	0.035	0.0042	2.98	55.72
1472.62	4.67	18.16	41.54	0.37	60.11	0.035	0.0042	2.49	45.25
1473.03	4.99	13.83	41.77	0.32	62.40	0.035	0.0042	1.68	23.23
1473.45	5.33	14.09	39.80	0.36	62.34	0.035	0.0042	1.87	26.36
1473.86	5.69	18.30	40.09	0.40	62.91	0.035	0.0042	2.75	50.29
1474.36	6.00	16.72	43.25	0.36	61.63	0.035	0.0042	2.33	39.03
1474.76	6.34	16.61	41.39	0.40	59.89	0.035	0.0042	2.41	40.05
1475.20	6.66	14.77	42.80	0.38	58.45	0.035	0.0042	2.08	30.78
1475.69	6.97	13.29	46.43	0.34	60.77	0.035	0.0042	1.87	24.87

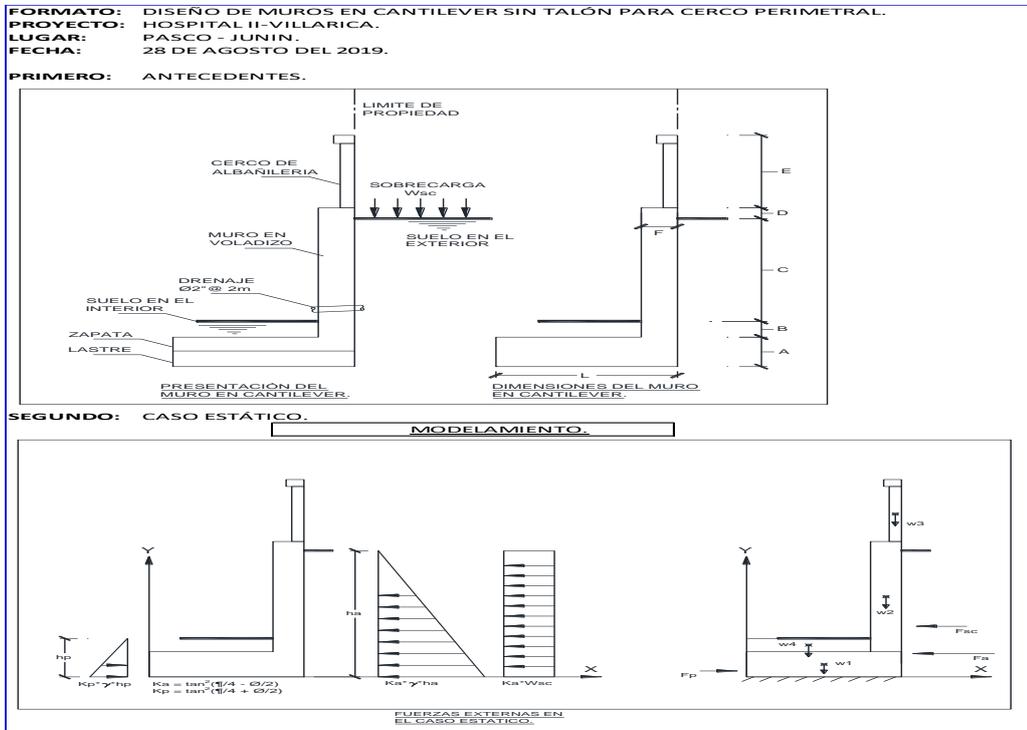
La tabla 11 muestra los resultados del método hidráulico, donde se han registrado la cota msnm, el tirante, el área, la profundidad, el radio hidráulico, el tiempo de concentración, la pendiente, el número de Froude equivalente, la velocidad y el caudal para diferentes cotas msnm.

Para determinar los caudales promedio para los cálculos ya presentados se ha tomado un promedio de los caudales determinados siendo 38.13 m³/s.

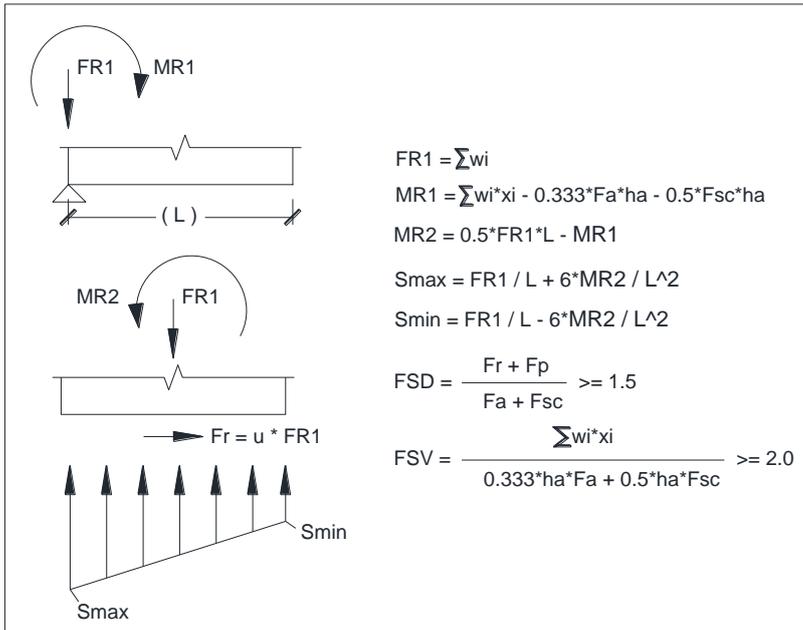
4.2.5. Diseño de muro

4.2.5.1. Hospital Villa Rica

A. Diseño Del Muro

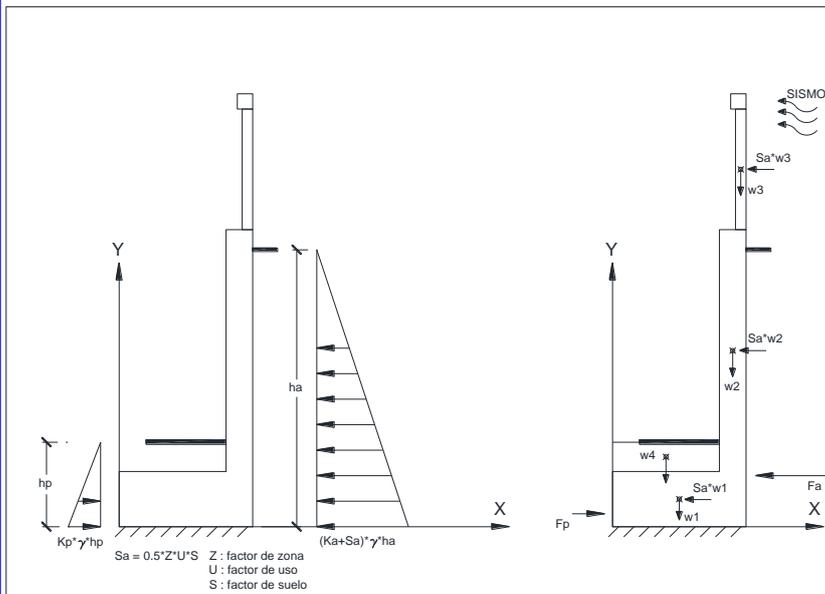


RESULTADOS.



TERCERO: CASO SÍSMICO.

MODELAMIENTO.



FUERZAS EXTERNAS EN EL CASO SISMICO.

$FR1 = \sum w_i$
 $MR1 = \sum w_i \cdot x_i - Sa \cdot \sum w_i \cdot y_i - 0.333 \cdot Fa \cdot ha$
 $MR2 = 0.5 \cdot FR1 \cdot L - MR1$
 $S_{max} = FR1 / L + 6 \cdot MR2 / L^2$
 $S_{min} = FR1 / L - 6 \cdot MR2 / L^2$
 $FSD = \frac{Fr + Fp}{Fa + Sa \cdot \sum w_i} \geq 1.25$
 $FSV = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{0.333 \cdot ha \cdot Fa + Sa \cdot \sum w_i \cdot y_i} \geq 1.25$
 $S(lim) = \frac{0.666 \cdot FR1}{0.5 \cdot L - MR2 / FR1} \leq Qt$

116	CHAPTER 9
CODE	
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(9-5) consid
$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$	(9-6) occurr
$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$	(9-7) are inc
except as follows:	covere
	Due re
	combit
	produc

DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO DEL

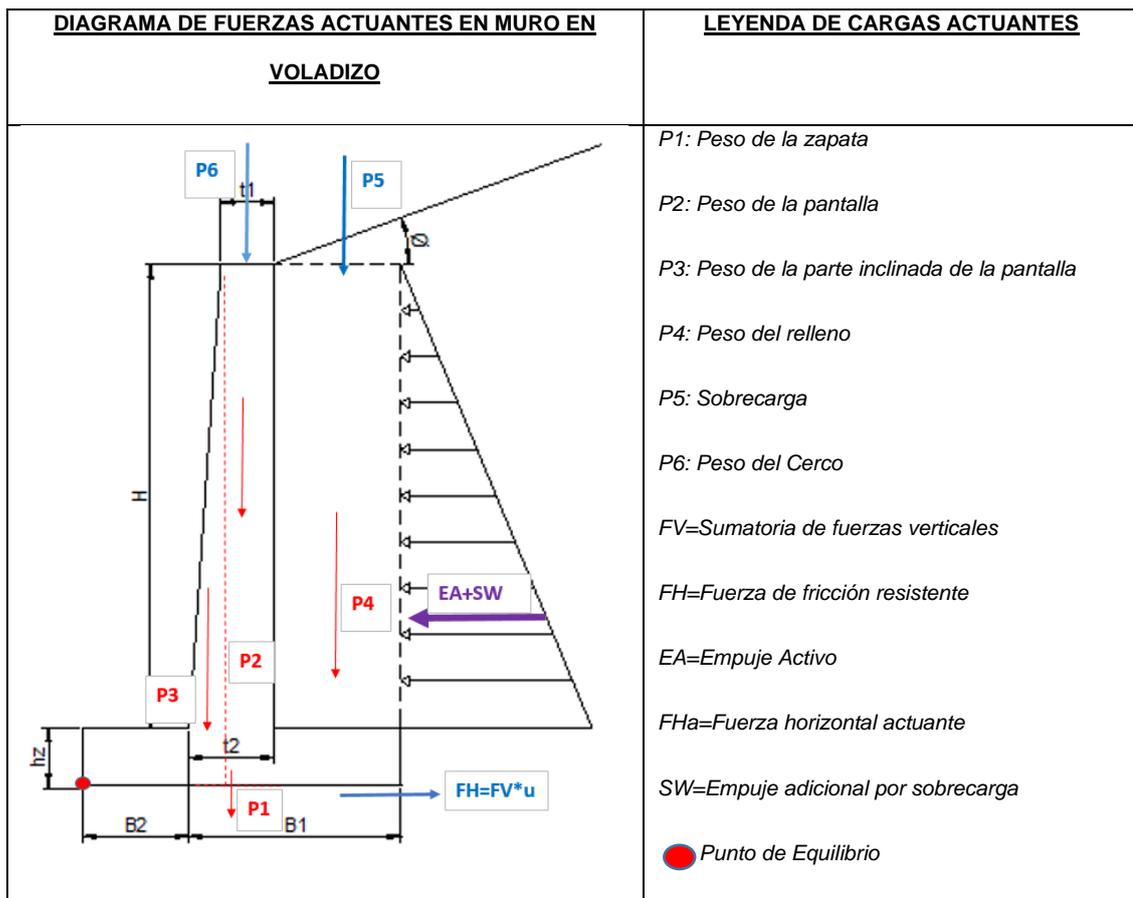
REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN

- γ_s 1.7 t/m³
- σ_s 0.80 Kg/cm²
- ϕ 35
- γ_c 2.4 t/m³
- f'_c 210 Kg/cm²
- f_y 4200 Kg/cm²
- F 1
- FSD 1.5
- FSV 2
- H_p 5.65 m
- $\phi(\text{corte})$ 0.75
- $\phi(\text{flexión})$ 0.9

- rec 4 cm
- ϕ_{var} 5/8
- t1 25 cm
- Ws 700
- Pmuro 2.4

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO DE CONTENCIÓN

Se ha realizado el análisis de estabilidad de los muros de contención, de acuerdo al siguiente diagrama de fuerzas actuantes.



Se muestra a continuación el cálculo de reforzamiento para estabilidad del tramo de muro más crítico, ubicado en el Jr. Aranda con una altura de pantalla $H_p = 5.65\text{m}$.

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO

γ_s	1.9 t/m ³	Peso específico del relleno
σ_s	.80 Kg/cm ²	Capacidad portante del terreno (arcilla)
φ	35	Ángulo de fricción interna del material de relleno
γ_c	2.4 t/m ³	Peso específico del concreto armado
f'_c	210 Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f_y	4200 Kg/cm ²	Esfuerzo máximo de fluencia de las varillas de acero
FSD	1.5	Factor de seguridad mínimo al DESLIZAMIENTO
FSV	2	Factor de seguridad mínimo al VOLTEO
H_p	5.65 m	Altura de relleno sobre la pantalla
$\varphi(\text{corte})$	0.75	Coefficiente de reducción por cortante
$\varphi(\text{flexión})$	0.9	Coefficiente de reducción por flexión
rec	4 cm	Recubrimiento del acero
ϕ_{var}	5/8	Diámetro típico de varilla de acero
t_1	25 cm	Espesor del muro
W_s	700	sobrecarga
P_{muro}	2.4	Peso del cerco perimétrico por longitud

Solución:

μ	0.6	Coefficiente de fricción
K_a	0.271	Coefficiente de Empuje Activo
K_p	3.69	Coefficiente de Empuje Pasivo
E_a	7.14 t	Empuje Activo
M_u	13.44 t-m	Momento Actante en la Pantalla del Muro

h_s	.42 m	
$K_a * h_s * w$	0.19	
E_{ws}	1.07 t-m	Empuje de sobrecarga

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

h_z	50 cm	Peralte de Zapata
H	615 cm	Altura Total de Muro

<i>B1</i>	260.00 cm	Talón de la zapata
<i>B2</i>	180.00 cm	Punta de la zapata

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

<i>Carga</i>	<i>Pesos (tonf):</i>	<i>Brazo</i>	<i>M</i>
P1	5.28	2.2	11.62
P2	3.39	1.93	6.53
P3	0	1.8	0
P4	21.9	3.23	70.65
P5	2.4	1.93	4.62
P6	1.65	3.23	5.31
<i>P total</i>	34.62	MR=	98.72

<i>FHa</i>	9.52
<i>FSD=FH/FHa</i>	2.18
<i>FSV</i>	4.32

VERIFICACIÓN DE PRESIONES – EXCENTRICIDAD

<i>e</i>	0.008
<i>B/6</i>	0.73
<i>Smin</i>	7.95 tonf/m ²
<i>Smáx</i>	7.78 tonf/m ²
<i>Slim</i>	10.52 tonf/m ²

La verificación de estabilidad por deslizamiento y volteo, así como el cálculo de presiones actuantes en el terreno se realizaron para todos los tramos de interés del Jr. Aranda y Av. 28 de Julio, cuyos resultados se muestran en las siguientes tablas resumen.

Tabla 13: La verificación de estabilidad por deslizamiento y volteo

Tramos a Reforzar en Jr. Aranda														
Tipo de Reforzamiento	CORTE	TALON (cm)	PUNTA (cm)	HP (m)	HR (m)	TIPO	FR1 (tonf)	Fhorz (tonf)	FSD	MR1 (tonf.m)	FSV	Smáx (tonf/m2)	Smin (tonf/m2)	Slim (tonf/m2)
contrafuerte+talón+punta	1	235	150	4.82	1.55	Albañilería	30.55	7.24	2.53	62.89	5.12	7.35	7.55	9.88
contrafuerte+talón+punta	2	250	170	5.28	1.75	Albañilería	31.79	8.47	2.25	66.65	4.47	7.60	7.53	10.10
contrafuerte+talón+punta	3	250	170	5.25	1.51	Albañilería	31.66	8.39	2.26	66.55	4.51	7.51	7.56	10.03
contrafuerte+talón+punta	4	260	180	5.45	1.15	Albañilería	33.73	8.95	2.26	75.16	4.61	7.37	7.96	10.08
contrafuerte+talón+punta	5	260	180	5.65	1.06	Aeropuerto	34.62	9.53	2.18	75.89	4.32	7.95	7.78	10.52
contrafuerte+talón+punta	6	260	180	5.45	1.38	Albañilería	33.73	8.95	2.26	75.16	4.61	7.37	7.96	10.08
contrafuerte+talón+punta	7	260	150	4.85	1.04	Aeropuerto	30.68	7.32	2.52	63.02	5.06	7.44	7.53	9.95
contrafuerte+talón+punta	8	220	135	4.45	0.93	Aeropuerto	25.01	6.32	2.37	42.90	4.43	7.76	6.33	9.71
contrafuerte+talón+punta	9	220	140	4.55	1.49	Albañilería	25.45	6.56	2.33	44.38	4.35	7.74	6.41	9.72
contrafuerte+talón	10	200	95	3.5	0.87	Aeropuerto	19.37	4.24	2.74	26.59	4.81	7.93	5.20	9.40
no necesita	11	25	95	2.4	0.8	Metálico	5.28	2.14	1.48	2.55	2.04	6.99	1.81	7.29

Tramos a Reforzar en Av. 28 de Julio														
Tipo de Reforzamiento	CORTE	TALON (cm)	PUNTA (cm)	HP (m)	HR (m)	TIPO	FR1 (tonf)	Fhorz (tonf)	FSD	MR1 (tonf.m)	FSV	Smáx (tonf/m2)	Smin (tonf/m2)	Slim (tonf/m2)
rediseñar pantalla+talón	3E	100	125	3.3	0.87	Albañilería	11.69	3.85	1.82	11.63	2.92	7.00	3.39	7.82
rediseñar pantalla+talón	3F	100	125	3.3	0.87	Albañilería	11.69	3.85	1.82	11.63	2.92	7.00	3.39	7.82
rediseñar pantalla+talón+pu	5	125	125	3.6	0.87	Albañilería	65.66	4.44	1.92	15.83	3.12	7.52	3.84	8.48
rediseñar pantalla+talón+pu	05-B	175	125	4	0.87	Albañilería	19.35	5.29	2.20	27.00	3.80	7.80	5.10	9.24

Se ha redimensionado la zapata de 14 tramos de muro de contención, en las cuales se ha incrementado la punta de la zapata y se ha ampliado el talón hacia el interior de las calles Aranda y 28 de Julio.

Se ha verificado que, con el redimensionamiento de la cimentación, se logra satisfacer los factores de seguridad al deslizamiento y volteo de manera adecuada. Asimismo, el redimensionamiento de la cimentación, permite que los esfuerzos actuantes sobre el terreno sean menores a la capacidad admisible del mismo, garantizando la estabilidad del muro de contención.

Análisis De Momentos Y Fuerzas Cortantes Actuantes En La Pantalla Del Muro

Debido a que la gran mayoría de muros están diseñados en cantiléver, la pantalla estará sometido a grandes esfuerzos de flexión y cortante, para los que el espesor de 25 cm así como el acero suministrado en los planos contractuales, es insuficiente.

En ese sentido a fin de poder dar una solución a las pantallas de muros ya existentes, se plantea la inclusión de contrafuertes.

Para los tramos de muro que aún no se han ejecutado y requieren reforzamiento, se incrementará la sección de la pantalla del muro así como el acero suministrado.

a. ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN.

Se ha elaborado un modelo de elementos finitos en el software SAP 2000, donde se ha modelado la pantalla del muro de contención para el caso de Muro en Voladizo, y se ha modelado el caso de la pantalla con la inclusión de contrafuertes.

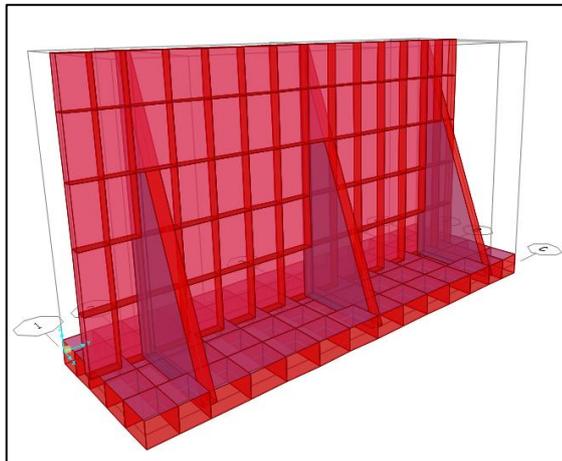


Ilustración 2: Modelo con elementos Shell – Muro de Contención $H_p=5$

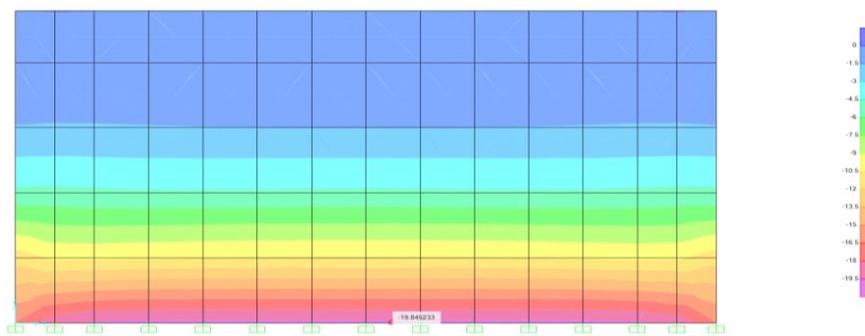


Ilustración 3: CASO MURO EN VOLADIZO SIMPLE $H_p = 5.7M$ $E=25CM$

Diagrama de Momentos Flectores para empuje de tierras y sobrecarga

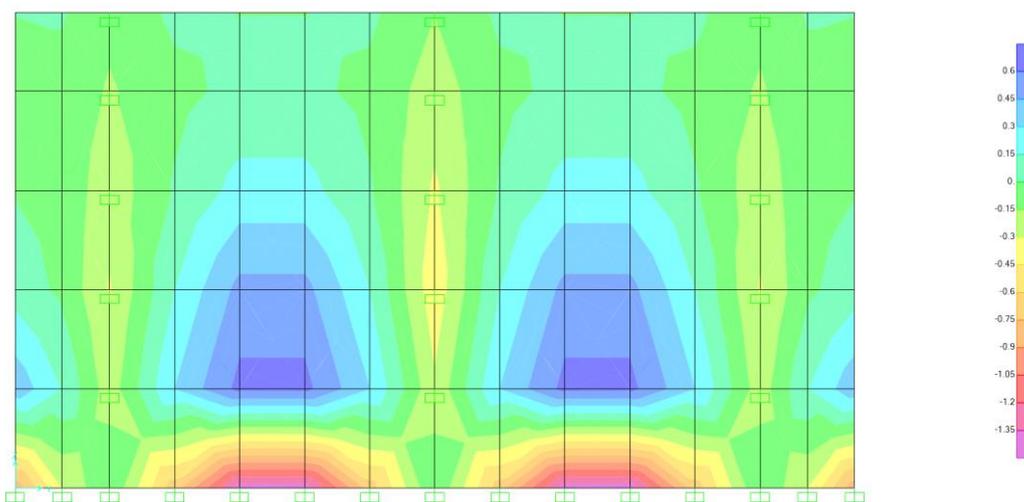


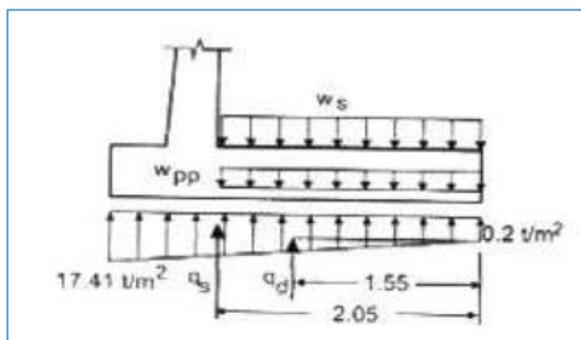
Ilustración 4: CASO PANTALLA DE MURO EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE $H_p = 5.7M$ $E=25CM$

Diagrama de Momentos Flectores Verticales para empuje de tierras y sobrecarga

Con los resultados del modelamiento con elementos finitos, queda demostrado el efecto que tiene la inclusión de contrafuertes en la pantalla del muro de contención. El cual reduce grandemente los efectos de flexión en la pantalla al incluirse 3 bordes de apoyo que son los contrafuertes y la cimentación, modificando el comportamiento de la pantalla del muro.

b. ANÁLISIS DE MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES EN LA CIMENTACIÓN.

La zapata del muro se diseñó en dos partes, la primera para el talón posterior y la segunda para la punta frontal.



Zapata N°01

ws	9.32 t/m		
wpp	1.20 t/m		
Talón			
wumax	5.795		
Mu	9.388		
d	41.706		
kw	58.436		
a	1.426		
As	6.06 cm ²		
Asmin	7.51 cm ²	As(z1)	7.51 cm ²

Zapata N°02

q'B	0.0919834
Qb	7.87470651
wu	14.73 t/m
Mu	14.7877057
d	41.70625
kw	92.0492106
a	2.26879486

As	9.64 cm ²		
Asmin	7.51 cm ²	As(z2)	9.64 cm ²

c. DISEÑO DE LA PANTALLA DEL CONTRAFUERTE

De acuerdo a los momentos flectores obtenidos en el modelo de elementos finitos, se ha revisado el análisis de la pantalla del muro de contención para un ancho de 25 cm.

Acero Vertical Pantalla A Acero Vertical Pantalla B

Pantalla tierra M-		Pantalla tierra M+	
var	1.27	var	1.27
e	25	e	25
Md	2.414	Md	1.105
de	20.365	de	20.365
Kw	15.03	Kw	6.88
a	0.75	a	0.34

As	3.19	As	1.45
As min	2.4438	As min	2.4438
Usar Ø de 1/2 cada 25		Usar Ø de 1/2 cada 25	

Acero Horizontal Contratas Acero Horizontal Centro

Pantalla tierra M-		Pantalla tierra M+	
var	1.27	var	1.27

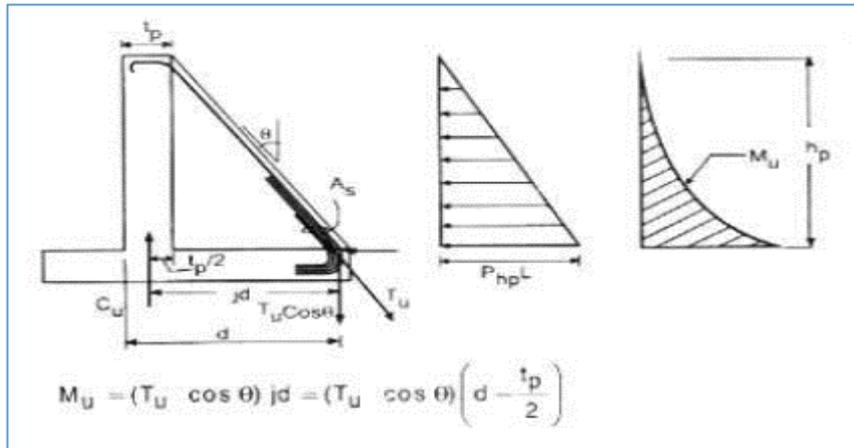
e	25	e	25		
Md	1.955	Md	1.207		
de	20.365	de	20.365		
Kw	12.17	Kw	7.51		
a	0.61	a	0.37		
<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">As</td></tr></table>	As	2.58	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">As</td></tr></table>	As	1.58
As					
As					
<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">As min</td></tr></table>	As min	2.4438	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">As min</td></tr></table>	As min	2.4438
As min					
As min					
Usar \emptyset de 3/8 cada 25		Usar \emptyset de 3/8 cada 25			

d. DISEÑO DEL CONTRAFUERTE

El contrafuerte absorbe el empuje de suelos en un ancho tributario "L" equivalente a la distancia entre ejes de contrafuertes de un paño de muro.

El acero diagonal trabaja a tensión soportando el empuje de tierras, el acero transversal es dominado por el esfuerzo cortante y/o la tracción por arrancamiento de la pantalla (el que sea mayor), y el acero vertical responde a la tracción por arrancamiento de la zapata posterior.

Diseño del Contrafuerte por Flexión



L	3.875	Distancia entre ejes de contrafuertes
Mu	63.82 t-m	Momento en la base + sobrecarga
d	280.2063	cm
hpo	6.119	m
cos teta	0.92	HP/Hipo
As	6.830	cm2
Usar	3 fierros de 3/4" corridos	

Diseño del Contrafuerte por Cortante

$V_{u1} = V_{ui} - T_{ui} \text{ sen } \theta$ (sección variable)

$$V_{ui} = V_{ui} - \frac{M_u}{\left(d - \frac{l_p}{2}\right) \tan \theta}$$

$V_u = \phi V_c + \phi V_s$

$V_n = V_c + V_s$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_v d f_y}{V_s}$$

donde: $\phi = 0.75$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c b d}$$

SEN θ 0.38

Tu 25817.95 kgf

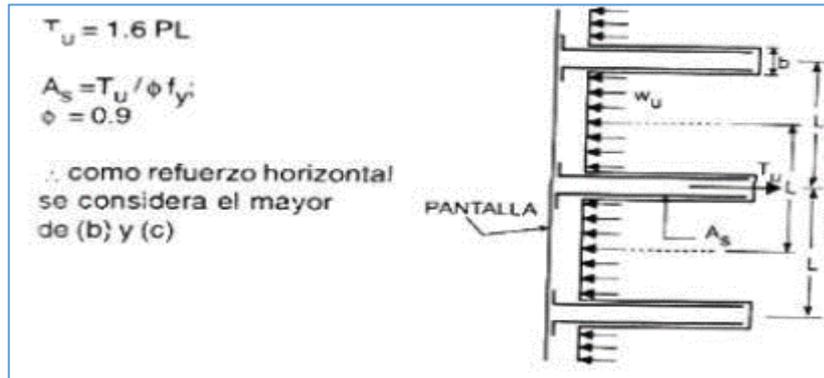
L 3.875

Vud 25.712 tonf

Vu1 15.80 tonf

ϕV_c 53.80 tonf

Diseño del Contrafuerte por Arrancamiento de la Pantalla



P 8.209 tonf/m

Tu 50.893 tonf

As 13.464 cm²

Usar 8 \emptyset de 5/8" cada 25 cm en doble malla

Diseño del Contrafuerte por Arrancamiento de la Zapata Posterior

wu 14.73 t/m

Tu 57.085 tonf

As 15.102 cm²

Usar 8 \emptyset de 5/8" cada 25 cm en doble malla

e. ESQUEMA FINAL DE DISEÑO DE
CONTRAFUERTES

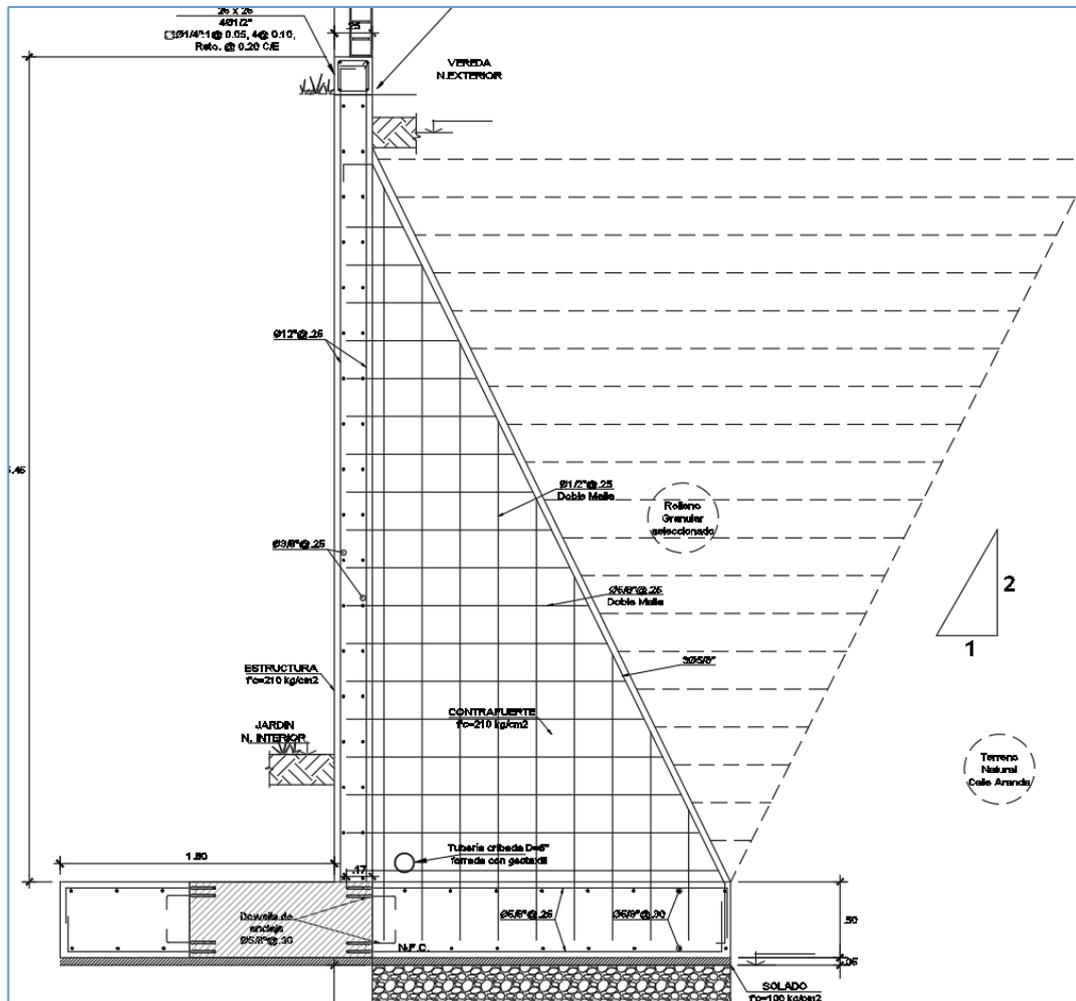


Ilustración 5: ilustración final del muro diseñado y analizado a mejora

B. Saneamiento distrito de villa rica

Estudio De Socavación Generalizada En El Tramo De Estudio

El objetivo consiste en calcular la socavación generalizada a partir de la ecuación de Lischvan Lebediev, cuando se transita el caudal de diseño a lo largo del tramo de estudio. A partir de este tránsito, se podrá obtener la erosión generalizada en secciones transversales, donde sea necesaria

la instalación de la estructura fluvial (defensa ribereña) mediante una estructura combinada de enrocado y colchones reno y gaviones. Para realizar esto, se tendrá en cuenta los resultados de las características hidráulicas obtenidas en la simulación hidráulica a nivel de flujo permanente en el tramo de estudio, como son: área hidráulica, espejo de la superficie libre de agua, considerando para ello la subdivisión del espejo de la sección transversal en 04 tramos, y a partir de las alturas hidráulicas obtenidas, se tendrá finalmente las profundidades de erosión, que finalmente mostrarán la geometría de la sección transversal erosionada.

Para la determinación de la socavación generalizada se presenta el criterio propuesto por Lischtván – Lebediev, el cual presenta la siguiente ecuación:

$$Y_s = \left\{ \frac{\alpha Y_o^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right\}^{\frac{1}{1+X}}$$

Donde:

$$x = 0.0068d_m^2 - 0.036d_m + 0.4283, \quad 0.05 \leq d_m < 2.5\text{mm}$$

$$x = 0.4101 - 0.0298\ln(d_m) \quad 2.50 \leq d_m < 60.0\text{mm}$$

$$x = 10^{-7} d_m^2 - 2 \times 10^{-4} d_m + 0.3004 \quad d_m \geq 60.0\text{mm}$$

d_m : diámetro medio (mm) de los granos de fondo.

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

Donde:

$$Y_m = \frac{A}{B_e} \text{ (Tirante medio de la sección)}$$

β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida en estudio, igual a 1 para el $Tr = 100$ años.

El resultado de la socavación generalizada se presenta a continuación en la siguiente tabla, considerado únicamente para la sección más crítica del tramo de estudio.

CALCULO DE SOCACION GENERALIZADA												
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV												
SECCION 0+220												
						$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$						
									$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$			
dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q_d (m3/s)	A (m2)	B_e (m)	Y_m (m)	α	Y_0 (m)	β	Y_s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	325.41	86.29	70.36	1.226	3.291	1.90	1.00	2.509	0.609
150	0.27265	100	2	325.41	86.29	70.36	1.226	3.291	2.04	1.00	2.917	0.877
150	0.27265	100	3	325.41	86.29	70.36	1.226	3.291	1.85	1.00	2.566	0.716
200	0.2644	100	4	325.41	86.29	70.36	1.226	3.291	1.96	1.00	2.614	0.654

Diseño Hidráulico De La Defensa Ribereña.

Para el diseño de esta estructura hidráulica se toma en cuenta la simulación hidráulica a nivel de flujo permanente obtenido mediante el programa HEC-RAS v. 4.1, cuyos resultados hidráulicos más importantes, se presentaron en la siguiente tabla, se muestra la sección transversal a utilizar.

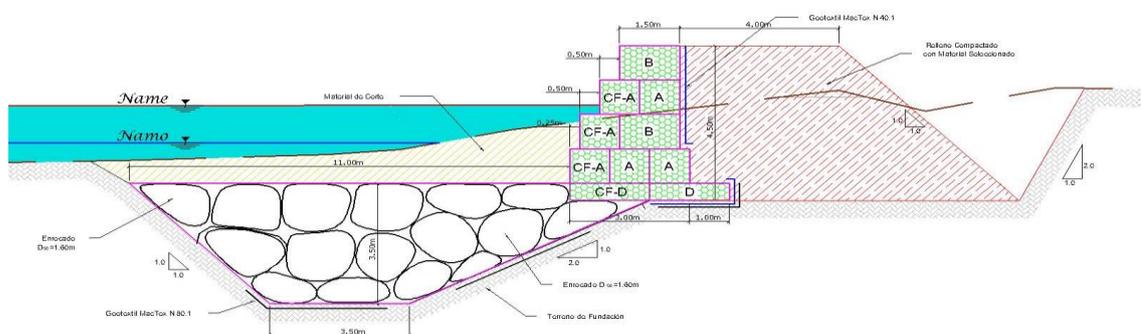


Ilustración 6: Diseño Hidráulico de defensa ribereña (Fuente: Propio)

A continuación, se realizará el diseño de la estructura fluvial, teniendo en cuenta la metodología expuesta en el HEC-11 (Design of Riprap Revetment), para lo cual se requieren los siguientes parámetros:

$$V = 5.79 \text{ m/s.}$$

$$Y = 2.69 \text{ m.}$$

Para la determinación del D50, que forma parte del enrocado, se utilizará la siguiente formulación matemática:

$$D_{50} = 0.00594Va^3 / (Y^{0.5}K_1^{1.5})$$

Donde

D50: Tamaño de la partícula del enrocado medio (m).

Va: Velocidad en el canal principal (m/s).

Y: Profundidad de flujo en el canal principal (m).

K: Se define como:

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{sen}^2\theta}{\text{sen}^2\phi} \right]^{0.5}$$

Donde:

θ : Angulo del banco con la horizontal.

ϕ : Angulo de reposo del material del enrocado.

Teniendo en cuenta los valores de diseño, para el caso del enrocado se tiene un talud de 2:1 y el ángulo de fricción interna es igual a 41° para las rocas que formarán parte del enrocado de la base de la estructura fluvial.

Reemplazando los valores de diseño en la ecuación 4.3, se tiene que el $K1 = 0.73$ y el $D50$ es igual a 1.13 m.

El valor obtenido del $D50$, debe corregirse de acuerdo a recomendaciones del HEC-11, cuyo rango de factor de estabilidad obtenido, se encuentra entre 1.6 y 2.0 (Aproximación de flujo rápidamente variable; radio de curvatura/ancho del canal ≤ 10), teniendo en cuenta que para nuestro caso el radio de curvatura es igual a 114.15 m y Ancho del canal igual a 40 m.

Por lo tanto, para el ajuste del diámetro $D50$, obtenido se utiliza un factor de 1.4 , obteniendo finalmente un $D50$ final igual a 1.60 m (Teniendo en cuenta la consideración del factor de seguridad de 1.4 por cuestiones económicas).

El espesor de enrocado es igual a $t = 2d50 = 3.20$ m.

Socavación Al Pie De La Estructura.

La profundidad de socavación al pie de la estructura se determina mediante la siguiente formulación matemática:

$$ds = 1.74D50^{-0.11}$$

Reemplazando valores, se obtiene una profundidad de socavación igual a 1.65 m. Se ha considerado esta socavación máxima debido a que la socavación generalizada determinada mediante la metodología de lischtván lebediev, es igual a 0.877 m.

Socavación En Curva.

La socavación en curva se determina mediante la siguiente ecuación:

$$de_{max} \left(3.73 - \frac{0.38r}{B} \right) d_{rm}$$

Donde:

de_{max} : Profundidad máxima medida desde la superficie de agua hasta la zona erosionada (m).

r: radio de curvatura (m).

B: Ancho del canal (m).

Reemplazando los valores en la ecuación anterior, se obtiene una profundidad máxima igual a 4.51, que restada al tirante máximo de 2.69 m, se obtiene una profundidad de socavación igual a 1.82 m.

Socavación Total.

La socavación total a utilizarse en el dimensionamiento de la uña del enrocado es igual a 3.50 m, tomando en cuenta, la socavación en curva igual a 1.82 m y la socavación generalizada igual a 1.65 m.

Cantidad De Roca A Utilizarse En La Uña.

Para definir la cantidad de roca que debe instalarse al pie de la defensa ribereña, se tendrá en cuenta la siguiente formulación matemática:

$$Rq = 0.0283ds(\text{sen}\theta)^{-1}(T)(1.5)$$

Donde:

Rq: Cantidad de enrocado requerido por m de banco (m²).

ds: Socavación total (m).

θ : Angulo del banco con la horizontal.

T : Espesor de la capa de enrocado (m).

Reemplazando valores en la ecuación 4.5, se obtiene un valor igual a 37.57 m², el mismo que se ha presentado en el plano correspondiente.

Muro De Gaviones

Para el diseño de estos gaviones ubicados en la parte superior del enrocado, se tendrá en cuenta la velocidad máxima generada cuando transita el caudal de máximas avenidas igual a 5.79 m/s, a partir del cual se procederá a realizar el dimensionamiento de la malla de gaviones a utilizarse en la estructura fluvial:

- Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno fuerte, teniendo en cuenta la velocidad de diseño.
- Gaviones caja, cuyas especificaciones técnicas se muestra en el plano correspondiente, que alcancen finalmente una altura de 4.00 m sobre la línea del thalweg del lecho del rio Entas, para alcanzar la rasante de la cota de corona del terraplén a construir. Cabe recordar que la altura máxima alcanzada del tirante de flujo permanente gradualmente variado es igual a 2.69 m, por lo que se considera el muro de gaviones hasta 1.31 m, por encima de esta superficie.

- Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano correspondiente.
- El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm, teniendo en cuenta que estos soportan una velocidad crítica de iniciación de movimiento igual a 5.5 m/s, y como velocidad límite igual a 6.4 m/s obtenido del Manual Técnico de Revestimientos de canales y cursos de agua distribuido por MACCAFERRI, la misma que es mayor a 5.79 m/s, por lo que se considera estable el colchón reno. Además, cabe resaltar que el diámetro del alambre de la malla expuesta hacia el río es igual a 3.4 mm.
- Teniendo en cuenta que la instalación de la defensa ribereña se encontrará en una zona en curva, además de encontrarse velocidades altas, se ha previsto la instalación del enrocado en la base de la estructura de gaviones, cuyo diámetro posee una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la velocidad de diseño. La longitud del enrocado es igual a 11.00 m.
- Así mismo es necesario colocar un geotextil MacTex N40.1, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión no sean erosionadas y un geotextil mactex n80.1 ha instalarse posterior al enrocado, como se muestra en los planos correspondientes.

Microcuencas Del Proyecto De Estudio:

Tabla 14: Microcuencas del Proyecto de estudio (Fuente: Propio)

Proyecto: RECONSTRUCCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE SANEAMIENTO DE LA CIUDAD DE VILLA RICA - OXAPAMPA

MICROCUENCAS									
MICROCUE NCAS	PARTEAGUAS			DESEMBOCADURA			AR EA (km 2)	LONGI TUD CAUCE PRINCI PAL (Km.)	PENDIE NTE DEL CAUCE PRINCI PAL (%)
	UBICACIÓN GEOGRÁFICA			UBICACIÓN GEOGRÁFICA					
	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud (m.s.n.m.)	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud (m.s.n.m.)			
Oyon	10°37'35. 95"S	75°16'0.8 8"O	2,700	10°43'1.0 2"S	75°15'55. 87"O	1,523	29. 7	9.8	11.1
Canal de Piedras	10°39'12. 51"S	75°17'41. 84"O	2,777	10°43'1.0 2"S	75°15'55. 87"O	1,523	19. 8	8.6	0.8
Yesú	10°39'16. 90"S	75°14'40. 67"O	2,479	10°43'12. 81"S	75°15'42. 85"O	1,491	27. 1	8.7	12.1
Entas 1	10°43'6.5 5"S	75°17'29. 73"O	2,020	10°43'12. 81"S	75°15'42. 85"O	1,491	2.0	0.5	0.5
entas 2	10°43'30. 95"S	75°16'56. 93"O	1,807	10°43'49. 41"S	75°15'52. 19"O	1,462	3.6	1.3	0.1

Tiempo De Concentración

Tabla 15: Tiempo de Concentración (Fuente Propio)

MICROCUENCAS	PARTEAGUA S	DESEMBOCADUR A	LONGITU D (Km.)	TIEMPO DE CONCENTRACION		
				Kirpich (horas)	Temez (horas)	Promedi o (horas)
	Altitud (m.s.n.m.)	Altitud (m.s.n.m.)				
Oyon	2,700	1,523	9.8	0.873	0.686	0.780
Canal de Piedras	2,777	1,523	8.6	0.727	0.595	0.661
Yesú	2,479	1,491	8.7	0.806	0.629	0.718
Entas 1	2,020	1,491	0.5	0.038	0.047	0.043
entas 2	1,807	1,462	1.3	0.135	0.127	0.131

Indicaciones Finales Respecto Al Diseño

- Para realizar la simulación hidrológica, se ha subdividido la cuenca del rio entas hasta el punto de aforo (1.5 km aguas abajo del puente existente sobre el mismo rio), en 05 subcuencas, así como dos canales de evacuación pluvial, para lo cual se ha considerado para el proceso de

transformación precipitación escurrentía en cada una de las 05 subcuencas la técnica del hidrograma unitario, y para el canal de evacuación pluvial la técnica del modelo de onda cinemática para el tránsito del hidrograma de máximas avenidas, hasta la obtención de los hidrogramas en el punto de aforo.

- A partir de la ecuación regional del IILA-SENAMHI-UNI, y teniendo en cuenta los parámetros regionales para la zona de estudio, se ha determinado las intensidades máximas y posteriormente los hietogramas de precipitación total para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.
- Para la obtención del hietograma de precipitación total se ha utilizado la metodología del bloque alterno para la determinación de los pulsos, para una duración de tormenta de 03 horas.
- Se ha obtenido las abstracciones, teniendo en cuenta el método del número de curva del NRCS, para lo cual se ha analizado la vista aérea de la zona de estudio, para el que se ha asumido un número de curva igual a 79. Los hietogramas de precipitación de exceso, fueron obtenidos para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.
- Para la determinación del tiempo de concentración se ha utilizado la ecuación de Kirpich, a partir del cual se obtuvo el tiempo de retraso, considerando un 60% del tiempo de concentración. , a partir del cual se ha generado los hietogramas de precipitación de exceso para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años, para cada una de las 03

subcuencas del Rio Chillón, hasta el punto de aforo (1Km aguas abajo de la caída vertical existente).

- Para la obtención del hidrograma unitario de cada una de las 05 subcuencas del rio Entas, se ha utilizado la técnica del NRCS, para lo cual fue necesario la determinación del tiempo de retraso, en función del tiempo de concentración.
- El proceso de convolución se realizó teniendo en cuenta un intervalo de tiempo de tiempo de 10 minutos, para la obtención del número de pulsos del hietograma de precipitación de exceso y los pulsos del hidrograma unitario, los mismos que fueron unidos a partir del programa HEC-HMS v. 3.5.
- Los caudales de máximas avenidas obtenidas en el punto de aforo (1.5 Km aguas abajo del puente existente sobre el rio Entas), mediante el programa HEC HMS v. 3.5, son los que a continuación se indican:
 - o $Tr = 50$ años, $Q = 276.47$ m³/s.
 - o $Tr = 100$ años, $Q = 325.41$ m³/s.
 - o $Tr = 200$ años, $Q = 375.35$ m³/s.
 - o $Tr = 500$ años, $Q = 449.83$ m³/s.
- Para el diseño de la defensa ribereña de la margen derecha del rio Entas, adyacente a la nueva Instalación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la ciudad de Villa Rica, se ha considerado un periodo de retorno igual a 100 años, al que corresponde un caudal de diseño igual a 325.41 m³/s.

- En la etapa Hidráulica para realizar la obtención del perfil de la superficie libre de agua se ha utilizado el programa HEC RAS v. 4.1, a partir del tránsito del caudal de máximas avenidas obtenido en la etapa hidrológica a través del tramo de análisis en cada una de las 19 secciones transversales.
- Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en cada una de las 19 secciones transversales, cada una de las cuales se ha subdividido en tres zonas: banco de inundación izquierdo, canal principal y banco de inundación derecho, a partir de la aplicación de la ecuación de Abt.
- Luego de realizada la visita técnica de campo por el Consultor del estudio, y haber analizado los parámetros, luego de la simulación hidráulica, se ha elegido la sección transversal compuesta: Enrocado – Gavión, luego de haber estudiado dos propuestas más: Enrocado y Estructura de gaviones, habiendo llegado a la propuesta elegida, teniendo en cuenta la instalación en la base de la estructura de gaviones mediante enrocado, cuyas D50 de las rocas, se han diseñado teniendo en cuenta la metodología del HEC-11.

4.2.6. Análisis del cálculo de estabilidad

4.2.6.1. Estabilidad de los muros

Se considera las siguientes condiciones de estabilidad:

- Factor de seguridad de volteo
- Factor de seguridad de desplazamiento
- Factor de seguridad de esfuerzos

4.2.6.2. Factor de seguridad al deslizamiento

(MTC, 2014) “En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar”

4.2.6.3. Factor de seguridad al volteo

(mtc, 2014) “al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo”

4.2.6.4. Factor de seguridad a los esfuerzos

(MTC, 2014) “Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.”

4.2.6.5. Resultados de los factores de estabilidad de los muros

Factores	Hospital Villa Rica				Saneamiento Distrito de Villa Rica			
	Muro sin Contrafuerte	Estado	Muro con Contrafuerte	Estado	Muro de Concreto	Estado	Muro Gavión	Estado
Desplazamiento	0.82	No cumple	0.63	Cumple	0.67	Cumple	0.64	Cumple
Volteo	1.85	No cumple	2.4	Cumple	2.1	Cumple	2.1	Cumple
Esfuerzos	1.95	No cumple	2.3	Cumple	2.1	Cumple	2.2	Cumple

- El factor de Seguridad en Desplazamiento no debe superar el valor de 0.75
- El factor de seguridad por volteo debe superar el valor de 2
- Es Factor de seguridad por esfuerzos debe superar el valor de 2

Como se puede observar, Los factores de seguridad dentro del hospital de villa rica no cumplen para un muro de sostenimiento sin contrafuerte, sin embargo, todos los factores de seguridad para un muro con contrafuerte cumplen, motivo por el cual en la construcción de este Hospital se ha decidido construir mediante el sistema que garantiza la estabilidad. Sin embargo, dentro del proyecto que contempla el saneamiento básico del distrito de villa rica, en la defensa ribereña necesaria se ha visto que los dos muros propuestos cumplen todos los factores de seguridad, en tal sentido no se ha visto por conveniente usar el de concreto considerando la forma de construcción y el costo, por ello la influencia de la seguridad y el costo ha sido características para poder determinar el uso de gaviones.

4.2.7. Interpretación de resultados

El análisis de estabilidad de los muros considera factores de seguridad para el deslizamiento, volteo y esfuerzos. De acuerdo con las normas del MTC, el cociente de las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes no debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno y el muro. Para el volteo, se considera el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo como fuerzas estabilizantes, y la componente horizontal del empuje activo como fuerza desestabilizante. Para los esfuerzos, se deben verificar las condiciones de cimentación, capacidad portante, asentamientos y funcionalidad de la estructura.

Los resultados del factor de seguridad en desplazamiento, volteo y esfuerzos se presentan en la tabla para el Hospital Villa Rica y el Saneamiento Distrito de Villa Rica. Se establece que el factor de seguridad en desplazamiento no debe superar 0.75, el factor de seguridad por volteo debe ser mayor a 2, y el factor de seguridad por esfuerzos debe ser mayor a 2.

En el Hospital Villa Rica, el muro de sostenimiento sin contrafuerte no cumple con los factores de seguridad establecidos, mientras que los muros con contrafuerte cumplen. En el proyecto de saneamiento del distrito de Villa Rica, se observa que ambos muros propuestos cumplen con los factores de seguridad, y se decide utilizar el muro de gaviones debido a su costo y la influencia de la seguridad en la decisión.

4.3. Prueba de hipótesis

Variable	Definición	Indicador	Prueba de Hipótesis
Factor de seguridad de volteo	(MTC, 2014) “Al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo”	Factor de Seguridad determinado mediante software	Se ha determinado el factor de seguridad, el cual se ha determinado la mejor opción respecto al uso y tipo de los muros de contención

<p>Factor de seguridad de desplazamiento</p>	<p>(MTC, 2014) “En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar”</p>	<p>Factor de Seguridad determinado mediante software</p>	<p>Se ha determinado el factor de seguridad, el cual se ha determinado la mejor opción respecto al uso y tipo de los muros de contención</p>
<p>Factor de seguridad de esfuerzos</p>	<p>(MTC, 2014) “Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.”</p>	<p>Factor de Seguridad determinado mediante software</p>	<p>Se ha determinado el factor de seguridad, el cual se ha determinado la mejor opción respecto al uso y tipo de los muros de contención</p>

4.4. Discusión de resultados

En la sección 4.2.6.5 se presentan los resultados de los factores de estabilidad de los diferentes tipos de muros utilizados en el Hospital Villa Rica y en el proyecto de saneamiento del distrito de Villa Rica. Los resultados muestran que el muro de sostenimiento sin contrafuerte del Hospital Villa Rica no cumple con los factores de seguridad establecidos, mientras que los muros con contrafuerte cumplen. Por otro lado, en el proyecto de saneamiento del distrito de Villa Rica, ambos muros propuestos cumplen con los factores de seguridad. Es importante destacar que la influencia del costo y la seguridad fueron considerados para tomar la decisión de utilizar el muro de gaviones en lugar del muro de concreto.

En la sección 4.2.7 se interpreta los resultados obtenidos en la prueba de hipótesis en relación a los factores de seguridad de los muros utilizados en ambos proyectos. Se establece que los factores de seguridad de desplazamiento, volteo y esfuerzos son los principales factores a considerar en el análisis de estabilidad de los muros. Los resultados indican que los factores de seguridad de los muros utilizados cumplen con los requisitos establecidos por el MTC, y se utilizó un software para determinar los valores de los factores de seguridad.

La prueba de hipótesis se basa en la determinación del factor de seguridad de los diferentes tipos de muros, que se obtuvieron mediante el uso de software especializado. Este factor de seguridad permitió seleccionar la mejor opción respecto al uso y tipo de los muros de contención. Los resultados obtenidos permitieron tomar decisiones informadas en la selección y diseño de sistemas de protección de taludes en la construcción de infraestructuras, y

garantizar la estabilidad de los taludes en diferentes contextos, considerando aspectos económicos y ambientales.

CONCLUSIONES

La construcción de muros en el Perú es muy necesario a consecuencia de contar con terrenos accidentados en la gran mayoría de su territorio, con la finalidad de sostener terreno y no ocasionar deslizamientos y mejorar la estabilidad de estructuras, además de ello también se utiliza para la defensa ribereña ya que muchas estructuras de diferentes funciones se construyen a lado de los ríos. Para nuestro proyecto de investigación se han analizado dos proyectos de inversión pública, una de ellas es la construcción del hospital de la localidad de Villa Rica y el proyecto de ejecución del saneamiento básico para el distrito de villa Rica específicamente para la planta de tratamiento de aguas residuales. En el caso del hospital de Villa Rica, se ha determinado que los sistemas de protección (muros de contención) han influido directamente en la estabilidad de la estructura y del talud ya que se han analizado dos tipos de muro, de los cuales de cada uno se ha determinado los factores de seguridad para determinar la estabilidad de las mimas por ello en la ejecución del hospital se ha determinado el uso de muros de contención con contrafuertes ya que ha demostrado que tiene una mejor estabilidad con las misma características de un muro normal, además de ello en el proyecto de saneamiento básico, se ha determinado el uso de gaviones considerado que estos son menos costosos de un muro de concreto armado, ya que los dos cuentan con similares valores de estabilidad tanto para el muro y el talud, por ello podemos concluir que los sistemas de protección influyen en la estabilidad de taludes en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022.

De nuestro proyecto de investigación, emana las siguientes conclusiones secundarias:

- Uno de los factores de seguridad en la estabilidad de muros y taludes es la seguridad de volteo, esta nos garantiza respecto a los momentos ocasionado por los esfuerzos de los suelos, dentro del proyecto de investigación se ha verificado

los suelos en base a un estudio de mecánica de suelos para poder realizar el análisis y determinar el factor de seguridad por volteo, dentro del hospital de villa rica, el muro diseñado se ha determinado un factor de seguridad de 1.85 del muro sin contrafuerte y un Factor de seguridad de 2.4 en los muros con contrafuerte, para ello se ha determinado que lo muros con contrafuerte son la mejor opción de estabilidad teniendo en cuenta que de no superar el valor de 2.0 no se considera estable. Por ello podemos concluir que Los sistemas de protección influyen en el factor de seguridad de volteo en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022

- El factor de seguridad de desplazamiento de acuerdo al ministerio de transportes y comunicaciones indica: (MTC, 2014) “En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizar” como se ha determinado en el capítulo 4 el cálculo y diseño de los muros inclusive los factores de seguridad, se ha determinado un FS para el Hospital de Villa rica en los muros sin contrafuerte y los muros con contrafuerte un valor de 0.82 y 0.63 respectivamente, evidenciándose nuevamente que el uso de contrafuerte ayuda a la estabilidad, por ello podemos concluir que Los sistemas de protección influyen en el factor de seguridad de desplazamiento en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022
- Respecto a los sistemas de protección, el cual queremos determinar el valor del factor de seguridad de esfuerzos, nuevamente indicamos que el MTC tiene como referencia a este factor de seguridad como: “Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones

económicas adecuadas.” Por ello dentro del hospital de villa rica se han determinado para muros sin contrafuerte y con contrafuerte factores de seguridad de 1.95 y 2.3 respectivamente, además para el proyecto de saneamiento básico se ha determinado un factor de seguridad de 2.1 y 2.2 para muros de concreto muro gavión respectivamente, ante esto podemos concluir que Los sistemas de protección influyen en el factor de seguridad de esfuerzos en la construcción de diversas infraestructuras en la localidad de Villa Rica – 2022.

RECOMENDACIONES

AI GOBIERNO REGIONAL DE PASCO

- Debe quedar claro que la investigación no queda aquí, se tiene que continuar investigando en el tiempo de vida útil aceptable de la estructura y se instale una Oficina de mantenimiento, luego de la instalación de la defensa ribereña.
- La ejecución del proyecto debe ser realizada por un profesional competente con amplia experiencia en la instalación de defensas ribereñas mixtas: Enrocado - Gavión.
- Se debe tener en cuenta las especificaciones técnicas en lo que respecta a diámetro de piedras y tipo de malla de gavión a utilizar, para garantizar la estabilidad de la estructura hidráulica. En este caso como se trata de un río de una pendiente considerable, es necesaria la instalación de gaviones caja fuerte y colchones reno fuerte, de tal forma garanticen la vida útil de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, D. (2016). Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña (Tesis de Pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Arias, L. (2015). Diseño de defensa ribereña utilizando geoceldas en la carretera Villa Rica - desvío Iscozacín (Km. 31.8 – Km. 31.98), Oxapampa – Pasco (Tesis de Pregado), Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú.
- Chen, X. (2014). An improved experimental method for simulating erosion processes by concentrated channel flow.
- Einstein H. (1952). River Channel Roughness. USA: Washington DC..
- Lujan, J. (2017). Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del Rio Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho, Lima 2017 (Tesis de Pregrado), Universidad César Vallejo, Lima, Perú.
- Monsalve, G. (1999). Hidrología en la Ingeniería. Mexico D.F: Alfaomega.

ANEXOS

Instrumentos de recolección de datos

0221

2.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

0220

2.2.1 ESTUDIO INCIAL

Preparado para:

VA INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACION**

**"MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD
RESOLUTIVA (RECURSOS HUMANOS,
EQUIPAMIENTO E
INFRAESTRUCTURA) DE LOS
SERVICIOS DE SALUD DEL HOSPITAL
ROMAN EGOAVIL PANDO "**

PASCO - OXAPAMPA - VILLA RICA - VILLA RICA

FEBRERO 2014


Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

0218

Preparado para:

VA INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACION**

**"MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD
RESOLUTIVA (RECURSOS HUMANOS,
EQUIPAMIENTO E
INFRAESTRUCTURA) DE LOS
SERVICIOS DE SALUD DEL HOSPITAL
ROMAN EGOAVIL PANDO "**

PASCO - OXAPAMPA - VILLA RICA - VILLA RICA

DICIEMBRE, 2011


Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA


Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

ING.
CIVIL

Eduardo Dextre Morimoto
CAP. 2839

003123

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA (RECURSOS
HUMANOS, EQUIPAMIENTO E INFRAESTRUCTURA) DE LOS
SERVICIOS DE SALUD DEL HOSPITAL ROMAN EGOAVIL
PANDO DEL DISTRITO DE VILLA RICA, PROVINCIA OXAPAMPA,
PASCO**

ÍNDICE

CAPÍTULO I GENERALIDADES 3

1.1 INTRODUCCIÓN 3

1.2 OBJETIVOS 4

1.3 NORMATIVIDAD 4

1.4 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO 4

1.5 ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO 4

1.6 CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA 4

1.7 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO 6

CAPÍTULO II GEOLOGÍA Y SISMICIDAD 7

2.1 INTRODUCCIÓN 7

2.2 GEOLOGIA REGIONAL 8

2.3 DEPOSITOS CUATERNARIO 8

2.4 FORMACION CAHMBIRA 8

2.5 GEOLOGIA LOCAL 8

2.6 GEODINAMICA EXTERNA 8

2.7 SISMICIDAD 8

CAPÍTULO III INVESTIGACIÓN DE CAMPO 12

3.1 INTRODUCCIÓN 12

3.2 EXPLORACIÓN DE CAMPO 12

3.2.1 Excavación e identificación de Calicatas 12

3.2.2 Muestreo 12

CAPÍTULO IV ENSAYOS DE LABORATORIO 14

4.1 INTRODUCCIÓN 14

4.2 ENSAYOS ESTÁNDAR 15

4.3 ENSAYOS ESPECIALES 15

4.4 ENSAYOS QUIMICOS 16

CAPÍTULO V PERFILES ESTRATIGRAFICOS 18

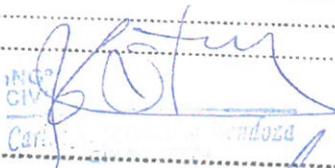
5.1 GENERALIDADES 18

5.1.1 Perfil 1-1 19

5.1.2 Perfil 2-2 19

5.1.3 Perfil 3-3 20

**Ingenieros
Arquitectos
Asociados SAC**
 Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberti
 CAP. 999
 Gerente de Proyecto
 Hospital Roman Egoavi Pando


INGENIERO CIVIL
 CAP. 2839


CONSORCIO TALUPA

CAPÍTULO VI ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN 22

6.1 HIPÓTESIS DE ANÁLISIS 23

6.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO DE CIMENTACIÓN 23

6.3 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN 23

6.4 TIPO DE CIMENTACIÓN 24

6.5 CÁLCULO Y ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA 24

6.5.1 Capacidad Admisible de Carga por Corte 24

6.5.2 Capacidad Admisible de Carga por Asentamiento (S_i) 25

6.5.2.1 Asentamiento Inmediato (S_i) 25

6.5.2.2 Asentamiento Consolidación Primaria (S_c) 26

CAPÍTULO VII AGRESION DEL SUELO A LA CIMENTACION 28

7.1 ANÁLISIS QUÍMICOS DE SUELOS 29

CAPÍTULO VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 30

CAPÍTULO IX REFERENCIAS 34

ANEXO I : PLANOS

ANEXO II : REGISTRO DE EXCAVACIONES

ANEXO III : ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO IV : PANEL FOTOGRÁFICO

[Handwritten signature in blue ink]

[Handwritten signature]
V. Loseneros y Arquitectos Asociados SAC
 Av. Pablo Miguel Vallejos Oberti
 CAP 998
 Gerente de Proyecto
 Hospital Kaman Egoavil Pando

[Handwritten signature]
Paul Shader Abal Haro
 INGENIERO CIVIL
 Reg. Colegiado N° 10000000000000000000

[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
 ARQUITECTO
 CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA
[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
 REPRESENTANTE LEGAL

[Handwritten signature]
ING° CIVIL
 CAP. 2839

0215

CAPÍTULO I GENERALIDADES

.....
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

.....
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Signature]
ING. CIVIL
Carlos [Apellido]

1.1 Introducción

El Ministerio de Salud a través del oficina de Infraestructura ha formulado el Plan de Desarrollo del Hospital Román Egoavil Pando, en el cual se ha identificado las necesidades para el mantenimiento, rehabilitación y construcción de las principales infraestructuras que enmarca el proyecto "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA (RECURSOS HUMANOS, EQUIPAMIENTO E INFRAESTRUCTURA) DE LOS SERVICIOS DE SALUD DEL HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO", debido a la demanda de un centro de salud adecuado que actualmente requiere la localidad de Villa Rica.

El Consultor ha desarrolla sus labores geotécnicas considerando el siguiente marco legal:

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.030 Diseño Sismo Resistente

1.2 Objetivos

El presente estudio tiene por finalidad determinar las propiedades físico-mecánicas del terreno sobre el cual se proyecta realizar el mantenimiento, rehabilitación y construcción de la infraestructura educativa. Identificar el tipo de suelo y sus características de resistencia y deformación, mediante la realización de ensayos de laboratorio, las cuales servirán para el diseño de la cimentación. Con la finalidad de cumplir con el programa de trabajo, se realizaron las siguientes actividades:

- Inspección y evaluación visual del área de estudio.
- Geología general
- Exploraciones de campo.
- Ensayos de laboratorio.
- Determinación de los parámetros físico-mecánicos.
- Elaboración del perfil estratigráfico
- Análisis de cimentación.
- Conclusiones y recomendaciones.

[Handwritten signature]
Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
C.A.P. 998
Calle 10 de Mayo Vallejos Obento
Distrito de Proyecto
Hospital Román Egoavil Pando

1.3 Normatividad

Las normas que enmarcan el desarrollo del presente estudio son la E.050 Suelos y Cimentaciones y E.030 Diseño Sismo Resistente.

1.4 Ubicación y Descripción del Área en Estudio

El Hospital Román Egoavil Pando, se encuentra ubicada en el Distrito de Villa Rica, Provincia de Oxapampa Departamento de Pasco. El terreno presenta los siguientes límites perimétricos:

- Por el Nor-Este colinda con la Av. 28 de Julio con 96.23 ml.
- Por el Nor-Oeste colinda con el Jr. Valentín Cueva con 97.67 ml.
- Por el Sur-Este colinda con el Jr. Adolfo Aranda con 98.06 ml.
- Por el Sur-Oeste colinda con la Av. Capitán Soto con 96.23 ml.

La zona se encuentra ubicada dentro de una localidad urbana-rural.

1.5 Acceso al Área de Estudio

El Hospital Román Egoavil Pando se encuentra a 440 km. de Lima, Capital del Perú, y a menos de 9 horas de viaje por vía terrestre, accediendo desde Lima por

HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

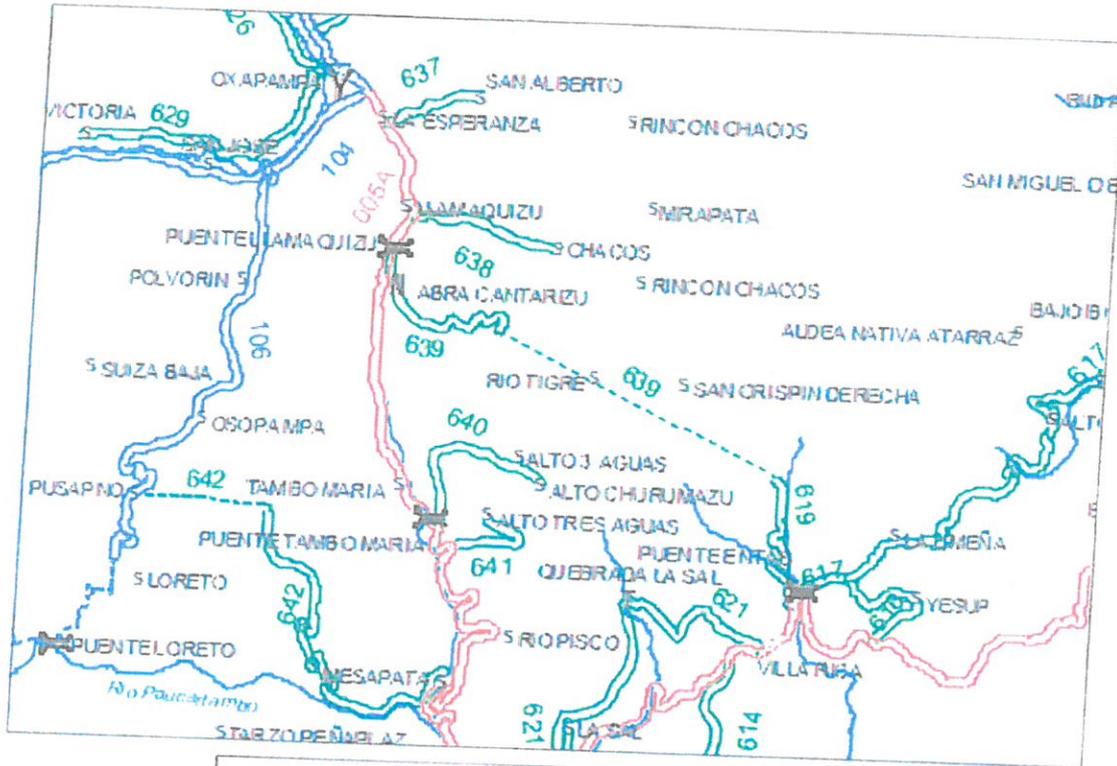
CONSORCIO TALUPA
[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Handwritten signature]
ING. CIVIL
Reg. Colección Inmóviles 14-60763

003119

la Carretera Central, pasando el Ticio, continuando por Tarma, La Merced, Pichanaki, Ipoki, Rio Negro, llegando a la ciudad de Satipo, los 440 kilómetros de vía se encuentra pavimentada en condiciones de confort óptimas, continuando por carretera afirmada hasta el poblado de Villa Rica.

0213




Valageneros y Arquitectos Asociados SAC
 Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberti
 SAP 998
 Gerente de Proyecto
 Hospital Román Egoavil Pando

Eduardo Dextre Morimoto
 ARQUITECTO
 CAP. 2839

Figura N° 1.1: Ubicación del Hospital Román Egoavil Pando, Distrito de Villa Rica, Provincia de Oxapampa, Dep. Pasco.

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO


 003118

0212

1.6 Condición Climática y Altitud de la Zona

El área de estudio se encuentra en la zona de Selva Baja del Departamento de Pasco, con una topografía accidentada y moderada sobre rocas sedimentarias - metamórficas, sometida a procesos erosivos predominantemente por acción de las lluvias y de los ríos.

El clima y la vegetación corresponde a un clima húmedo, con una temperatura media máxima de 40 °C y mínima de 15 °C, con precipitaciones en los meses de Enero a Abril, de Mayo a Agosto sin precipitaciones intensas, y en los meses de Octubre a Diciembre con escasas precipitaciones.

1.7 Características del Proyecto

El proyecto consiste en el mantenimiento, rehabilitación y construcción de las principales infraestructuras del Hospital Roman Egoavil Pando. La evaluación y el análisis del subsuelo de fundación para la infraestructura proyectada, permitirán la ubicación y diseño eficiente de la cimentación proyectada.


VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberu
CAP. 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando


Pablo Shander Abal Haza
ING. CIVIL
Reg. Colegiado de Ingenieros de Pasco


Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA


Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL


ING. CIVIL
Carlos
CAP. 3772

CAPÍTULO II GEOLOGÍA Y SISMICIDAD

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Handwritten signature]
Pando

0210

2.1 Introducción

Se ha evaluado las condiciones geológicas del área perteneciente al estudio del Hospital Román Egoavil, a su vez se ha realizado el mapeo geológico de superficie, caracterización y delimitación de los depósitos existentes en el área en estudio de acuerdo a la información brindada por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico INGEMMET, "Geología del Cuadrángulo de Oxapampa", Hoja 22-m, 1996

2.2 Geología Regional

En el tramo encontramos materiales cuaternarios conformados por depósitos fluviales, aluviales y depósitos morrenicos, así también tenemos afloramientos que van desde la Formación la Merced, de edad pleistoceno, luego la formación Chambira, de edad mioceno, luego la formación Chonta de edad cretácico inferior a superior, el grupo Oriente de edad Cretácica inferior, la formación Sarayaquillo, de edad jurasico superior, El Grupo Oriente presenta variabilidad en su petrografía, no siendo constante su constitución litológica a través de sus afloramientos y El batolito San Ramón aflora a lo largo de la margen derecha de los ríos Chanchamayo y Tulumayo con una longitud de casi 90 km y 45 km de ancho hasta las hojas de Pachanaqui y Satipo. Este macizo está constituido por granitos de biotita hornblenda y está conformado por dos facies un "Granito Rojo" y un "Granito Gris.

2.3 Depósitos Cuaternarios

Los depósitos de cobertura formados durante el Cuaternario, corresponden a procesos glaciares, aluviales y coluviales; erosionando rocas pre-existentes de la vertiente oriental.

En la zona de Sogomo (Oxapampa) se ha cartografiado depósitos aluviales generados por efecto de deslizamientos.

Se reconocen sedimentos lacustrinos en los alrededores de la ciudad de Villa Rica (laguna Oconal), conformado por limos y arcillas con abundante contenido de materia orgánica.

2.4 Formación Chambira

Se describe como Formación Chambira a la secuencia pelítica rojiza que se encuentra cubriendo en discordancia a la Formación Chonta y al Grupo Huayabamba.

Similares afloramientos han sido descritos inicialmente por KUMMEL, B. (1946) en la quebrada Chambira, provincia de Ucayali.

La Formación Chambira aflora extensamente en los alrededores de la ciudad de Villa Rica, Enseñas, quebrada Sal, en las extensas pampas del río Palcazu (Iscozasín, Chuchurras), Qda. Santa Cruz y en el flanco Este de la montaña de San Matías, la cual conforma la extensa depresión del río Pichis.

2.5 Geología Local

a. Depósitos Aluviales, conformados por materiales inconsolidados con matriz arcillo limosa con tonalidades que varían de marrón claro a oscuro y ocasionalmente se aprecian grises y elementos gravosos de naturaleza polimictica menores a 8", normalmente se encuentran cubiertos de vegetación.

b. Depósitos Fluviales, conformados por materiales arenosos gruesos y finos, inconsolidados conformando terrazas, se les puede observar claramente en los lechos del Río Paucartambo, Chanchamayo y tributarios.

VAI, Ingeñeros y Arquitectos Asociados S.A.
RVA. Trujillo Miguel Vallejos Obaya
E.A.P. 998

Gerente de Proyecto
Hospital Román Egoavil Pando

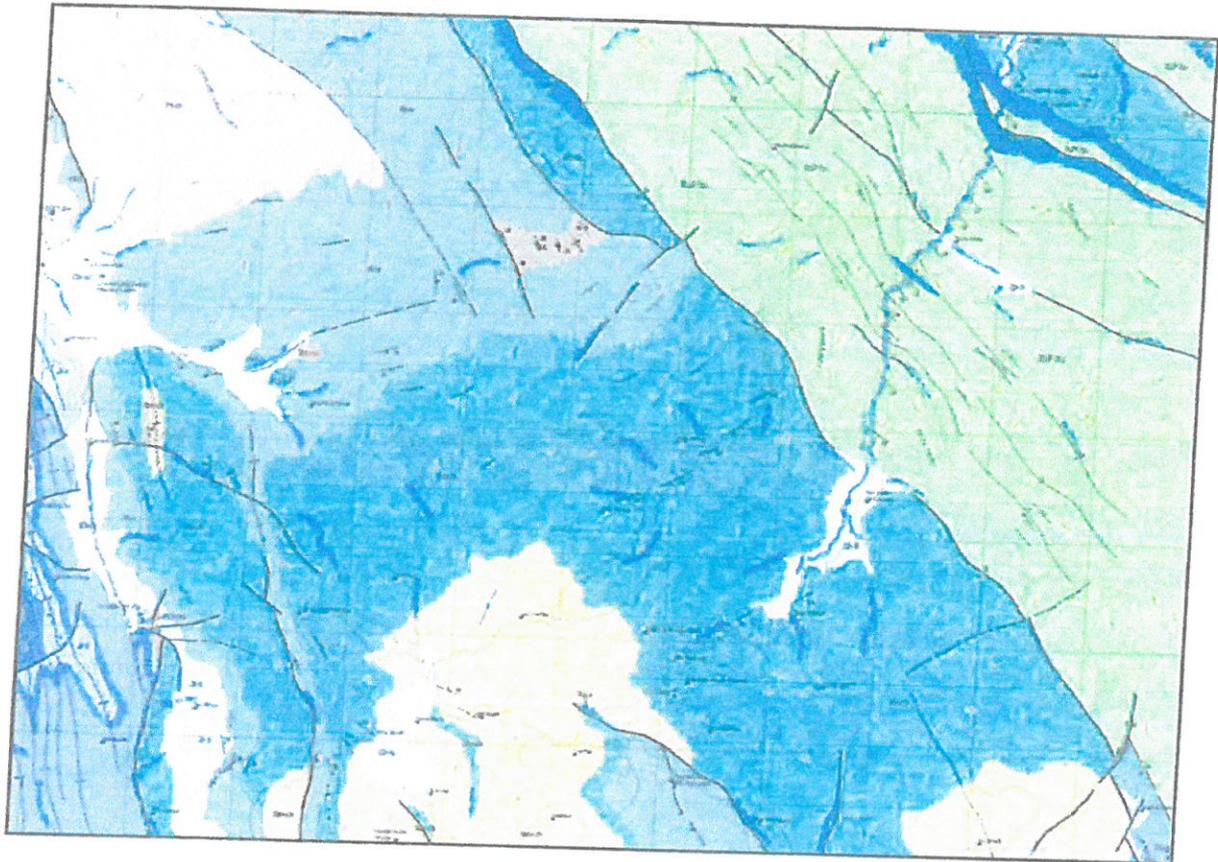
CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

Manfoza

003115



LEYENDA

FORMA	ESTRAT.	EDAD	UNIDADES LITOLÓGICAS	NOVEDAD
CANGUINCO	CUYANABE	PLEOCENO	Deposito Aluvial	UN-1
			Deposito Aluvial	UN-2
			Deposito Lacustrino	UN-3
	NIVIANO	MIOCENO	Formacion La Balsa	UN-4
			Formacion Chumbi	UN-5
PILAYANG	EOCENO	Sol. Piedemonte	UN-6	
	PALEOCENO	Formacion Vico	UN-7	
MISOCENO	SANTA	MIOCENO	Formacion Chumbi	UN-8
			Grupo Elvado	UN-9
	SANTA	OLIGOCENO	Formacion Sarmiento	UN-10
			Formacion Comandante	UN-11
	SANTA	MIOCENO	Grupo Pucall	UN-12
			Formacion Graneros	UN-13
		Formacion Elvado	UN-14	
MISOCENO	SANTA	OLIGOCENO	Formacion Ego	UN-15
			Ego Mb.	UN-16
MISOCENO	SANTA	OLIGOCENO	Ego Tarma	UN-17
			Formacion Comandante	UN-18
			Metagranito de granito	UN-19
			Sol. Karst	UN-20

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

Figura N° 2.1: Mapa Geológico de Oxapampa.

VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberti
CAP. 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

Pablo Miguel Vallejos Oberti
ARQUITECTO
CAP. 998

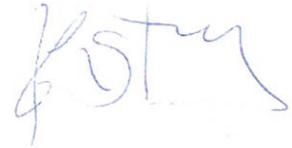
[Handwritten signatures and stamps]
003114

CAPÍTULO III INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUTA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL



3.1 Introducción

El alcance de las investigaciones de campo deberían ser apropiados para el tamaño e importancia de la estructuras y satisfacer la complejidad de las características locales. El programa de exploración, así como la determinación de los ensayos de laboratorio, se han guiado por los requerimientos y condiciones específicos del sitio.

3.2 Exploración De Campo

Los trabajos de exploración en campo consistieron en el reconocimiento del área donde se van a proyectar las obras, de esta manera se distribuyeron convenientemente las excavaciones a cielo abierto (calicatas), para luego registrar los estratos.

3.2.1 Excavación e identificación de Calicatas

El método ventajoso para identificar directamente el suelo de fundación de las estructuras mencionadas, se ha realizado mediante excavaciones a cielo abierto o calicatas. Con las excavaciones o calicatas se ha podido identificar la estratigrafía del terreno y así obtener muestras alteradas e inalteradas, de tal manera que se programaron ensayos en laboratorio que nos permitan obtener parámetros para el diseño.

Las calicatas, alcanzaron profundidades variables, siendo la máxima de 2.5 m. Los registros se han realizado de acuerdo a la Norma ASTM D-2488. Las muestras obtenidas, fueron etiquetadas para su identificación y colocadas en bolsas de polietileno para finalmente ser enviadas al Laboratorio.

3.2.2 Muestreo

Uno de los propósitos primarios de la investigación de campo es obtener muestras de suelos para realizar los ensayos en laboratorio, una forma común de agruparlas es la siguiente:

- Muestras Alteradas.

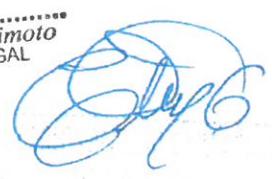
Las muestras alteradas representativas han sido empleadas para realizar ensayos especiales y ensayos estándar, indicar el tamaño de grano o partículas y comportamiento ante la variación de la humedad.

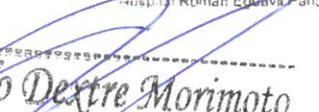
En nuestro caso se ha empleado muestras alteradas, debido a la naturaleza del material encontrado, bajo procedimientos estándares. Los resúmenes de las muestras obtenidas de las calicatas ejecutadas en el área de estudio se muestran en los cuadros siguientes.


**VA Ingenieros
y Arquitectos
Asociados SAC**
Av. Pablo Miguel Vallejos Oberli
CAP 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

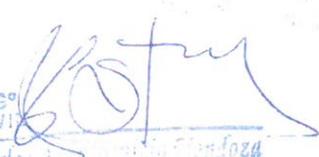
CONSORCIO TALUPA


Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL




Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

ING°
CIVIL


Carlos A. ...
CIP 28 3774


Pablo ...
ING° CIVIL

laboratorio resulta 0.82Kg/cm². Presencia del nivel freático de 0.20 m a 1.20 m de profundidad. En las excavación o calicata se apreció filtraciones de agua desde 0.90 m de profundidad **0205**

Cuadro N° 5.2
Resumen de Parámetros Físicos y Mecánicos

Zona	Estrato de Cimentación	Ensayo de Laboratorio Compresión Simple	
		c (kg/cm ²)	φ (°)
Perfil 2-2	Arcilla (CL)	0.41	—

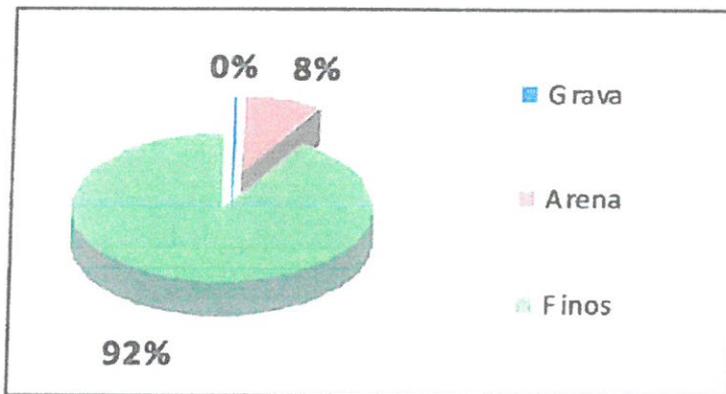


Figura N° 5.2: Incidencia de los materiales que componen el suelo de cimentación Arcilla CL.

5.1.3 Perfil 3-3

Este perfil está conformado por las calicatas C-9, C-5, C-4, C-2 y C-1. Presenta de 0.00 m a 0.30 m de profundidad, cobertura vegetal con material orgánico con mezcla de arcilla y grava, húmedo. Continúa de 0.30 m a 2.50 m de profundidad, arcilla ligera arenosa, color rojo ocre, húmeda, medianamente blando a duro, plasticidad media, en las calicatas C-4 y C-5 se encontró arcilla densa arenosa, de 0.15 m a 1.70 m de profundidad, consistencia blanda, color rojo ocre, húmeda, plasticidad media, la resistencia a la compresión simple en laboratorio resulta 0.90 Kg/cm². Presencia del nivel freático de 0.20 m a 1.40 m de profundidad. En las calicatas, se aprecia filtraciones de agua de las paredes desde 0.50 m de profundidad

[Firma]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Ing. Pablo Miguel Vallejos Oberto
CAP. 998
Proyecto de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

[Firma]

[Firma]
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

[Firma]
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Firma]
Paull Snyder Abal Haro
ING. CIVIL
CAP. 1000

Cuadro N° 5.3
Resumen de Parámetros Físicos y Mecánicos

Descripción	Estrato de Cimentación	Ensayo de Laboratorio Compresión Simple	
		c (kg/cm ²)	φ (°)
Calicata C-5	Arcilla (CL)	0.45	—

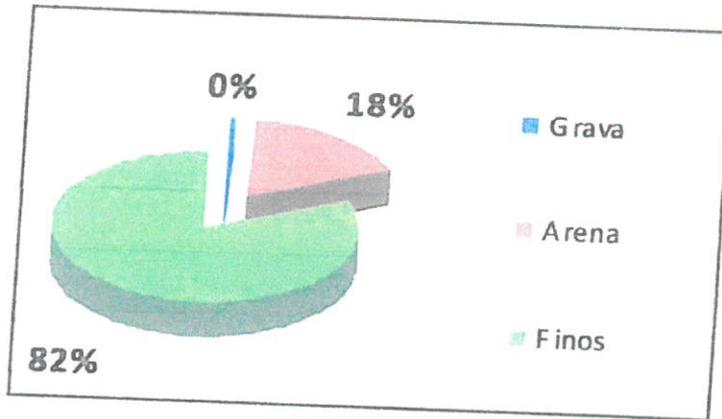


Figura N° 5.3: Incidencia de los materiales que componen el suelo de cimentación Arcilla CL.

[Handwritten signature in blue ink]

[Handwritten signature]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
 Ing. María Vallejós Oberti
 C.A.P. 4938
 Gerente de Proyecto
 Hospital Roman Egoavil Pando

[Handwritten signature]
 Paul M. ...
 ...
 ...

[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Handwritten signature]
 ...

0203

Cuadro N°3.1
Resumen de Excavación de Calicatas

Calicata	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	Nº de Muestras alteradas
C-1	0.00 - 1.30	N.P.	01
C-2	0.00 - 2.50	N.P.	02
C-3	0.00 - 2.50	N.P.	02
C-4	0.00 - 2.50	N.P.	02
C-5	0.00 - 2.50	N.P.	02
C-6	0.00 - 1.50	N.P.	01
C-7	0.00 - 2.50	N.P.	01
C-8	0.00 - 2.50	N.P.	01
C-9	0.00 - 2.50	N.P.	01
C-10	0.00 - 2.50	N.P.	02

Siendo:
S/M= Sin muestra
C = Calicata
N.P. = No Presenta

En el Anexo II Registro de Excavaciones, se presentan los Registros de Calicatas. En los siguientes cuadros se indica la correlación de las propiedades de los materiales con la resistencia en suelos cohesivos y no cohesivos.

Cuadro N°3.2
Propiedades Comunes de Suelos Arcillosos (Hunt, 1984)

Consistencia	N	Identificación Manual	Ysat (g/cm ³)	Resistencia Comprensión simple qu (Kg/cm ²)
Dura	> 30	Se marca difícilmente	> 2,0	> 4,0
Muy rígida	15-30	Se marca con la uña del pulgar	2,08 - 2,34	2,0 - 4,0
Rígida	8 - 15	Se marca con el pulgar	1,92 - 2,08	1,0 - 2,0
Media (firme)	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1,76 - 1,92	0,5 - 1,0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1,60 - 1,76	0,25 - 0,5
Muy Blanda	< 2	Se deshace entre los dedos	1,44 - 1,60	0 - 0,25

Cuadro N°3.3
Correlación para suelos No Cohesivos entre Dr, Compacidad y N (Hunt, 1984)

Compacidad	Densidad Relativa Dr (%)	N (SPT)
Muy Suelto	< 0,15	< 4
Suelto	0,15 - 0,35	4 - 10
Medianamente Denso	0,35 - 0,65	10 - 30
Denso (compacto)	0,65 - 0,85	30 - 50
Muy Denso	0,85 - 1,0	> 50

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

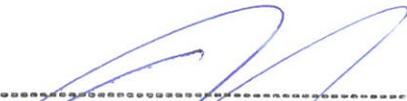
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

[Signature]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados S.A.C.
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberti
CAP 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando
HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PABCO

[Signature]
Pablo Sandoval Abal Huro

ING° CIVIL
[Signature]
003110

CAPÍTULO IV ENSAYOS DE LABORATORIO


Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA


Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL


ING. CIVIL
Carlos

4.1 INTRODUCCIÓN

Para caracterizar el suelo de cimentación, se debe determinar un número de características mediante pruebas de laboratorio, estas características y pruebas estandarizadas establecidas en las normas ASTM, han sido seguidas en la elaboración de los ensayos de laboratorio.

Las muestras alteradas obtenidas de las calicatas fueron enviadas al Laboratorio del Consultor TCINGE S.A.C. para los ensayos estándares, especiales y químicos.

4.2 ENSAYOS ESTÁNDAR

Las muestras alteradas obtenidas de las calicatas se realizaron ensayos estándar, los cuales están representados por análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg (líquido y plástico) y contenido de humedad.

Los ensayos se ejecutaron siguiendo las normas de la American Society For Testing and Materials (ASTM). Las normas para estos ensayos son las siguientes:

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

Los resúmenes de los ensayos estándares se presentan a continuación en los cuadros N° 4.1

Cuadro N° 4.1
Resumen de Los Ensayos Estándar de Laboratorio

Calicata	Muestra	Profund. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C. H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	I.P.		
C-1	M-1	0.30 - 1.30	0.55	14.66	84.79	40.95	21.82	22.73	CL
C-2	M-1	0.20 - 1.80	0.54	14.48	84.99	37.83	16.56	37.12	CL
	M-2	1.80 - 2.50	0.55	14.66	84.79	32.15	13.02	36.57	CL
C-3	M-1	0.20 - 0.90	0.29	15.02	84.69	53.66	29.05	29.83	CH
	M-2	0.90 - 2.50	15.45	19.45	65.10	44.36	21.90	29.40	CL
C-4	M-1	0.30 - 1.50	0.00	1.64	98.36	66.08	38.17	35.37	CH
	M-2	1.50 - 2.50	1.15	27.41	71.44	37.08	14.62	26.54	CL
C-5	M-1	0.15 - 1.70	0.00	6.30	93.70	55.09	26.91	33.60	CH
	M-2	1.70 - 2.50	0.00	18.75	81.25	36.24	12.27	33.08	CL
C-6	M-1	0.15 - 2.50	0.10	2.99	96.91	34.68	12.87	24.89	CL
C-7	M-1	0.15 - 2.50	42.01	17.51	40.48	35.66	16.34	19.74	GC
C-8	M-1	0.70 - 2.50	0.00	4.29	95.71	47.42	21.41	44.04	CL
C-9	M-1	0.10 - 2.50	0.00	12.44	87.56	39.80	16.51	30.06	CL

CAP 998
 Gerente de Proyecto
 Miguel Kumari Eguski Pando
 T.C. Public Works - Client
 T.C. Architects & Associates S.A.C.

HOSPITAL ROMAN EGUSKI PANDO - VILLA RICA - QUINUA TALURRA
Eduardo Dextre Morimoto
 ARQUITECTO
 CAP. 2839

CONSORCIO TALURRA
Eduardo Dextre Morimoto
 REPRESENTANTE LEGAL

003108

Cuadro N° 4.4
Resumen del Ensayo de Expansión Libre

Calicata	N° de Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Gravedad Especifica de Sólidos G _s	Estado	Expansión (%)
C-5	M-1	0.15 - 1.70	CH	2.771	Remoldeado	1.0

Los Certificados de los Ensayos Especiales se presentan en el Anexo III.

4.4 ENSAYOS QUIMICOS

Para determinar el grado de agresividad del suelo a la infraestructura de cimentación, se han ejecutado análisis químicos determinando la concentración de iones sulfatos solubles en las muestras de suelo. Los procedimientos para estos ensayos están descritos en la norma NTP 339.177 y NTP 339.178 (ASTM D-1559). En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Cuadro N° 4.5
Resultados Contenidos de Ion Sulfato y Cloruros

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	SO4 (ppm)	Cloruros (ppm)
C-2	M-1	0.20 - 1.80	CL	16	79
C-3	M-1	0.20 - 0.90	CL	16	70
C-5	M-1	0.15 - 1.70	CH	21	61
C-1	Agua Turbia	Nivel Freático	--	140	--
C-4	Agua Turbia	Nivel Freático	--	221	--

SO4 = Sulfatos
ppm = Partes por millón

Eduardo Dextre Morimoto
Arquitecto
CAP 2839



Pablo Miguel Vallejos Oberti
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberti
CAP 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

Eduardo Dextre Morimoto
CONSORCIO TALOPA
REPRESENTANTE LEGAL

[Signature]
INGENIERO CIVIL
Categoría: [illegible]

Calicata	Muestra	Profund. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C. H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	I.P.		
C-10	M-1	0.25 - 0.90	0.24	7.13	92.63	53.47	30.37	29.36	CL
	M-2	0.90 - 2.50	0.24	7.13	92.63	40.59	17.49	37.78	CL

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

Los Certificados de los Ensayos de Laboratorio se presentan en el Anexo III.

4.3 ENSAYOS ESPECIALES

Para determinar las características mecánicas del suelo de cimentación y obtener los parámetros de resistencia tales como ensayos especiales de compresión simple sobre muestras inalteradas. En el cuadro N° 4.2, 4.3 y 4.4 se indica los resultados de laboratorio, de acuerdo a los procedimientos de la American Society For Testing and Materials (ASTM).

- Compresión Simple ASTM D-2166
- Consolidación Unidimensional ASTM D-2435
- Expansión Libre ASTM D-4546

**Cuadro N° 4.2
Resumen del Ensayo de Compresión Simple**

Calicata	N° de Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Datos Iniciales			Estado	Esfuerzo Axial Promedio qu (kg/cm²)
				Densidad Seca (g/cm³)	Densidad Seca (g/cm³)	Densidad Seca (g/cm³)		
C-5	M-1	0.15 - 1.70	CH	1.30	1.31	1.38	Remoldeado	0.90
C-10	M-1	0.25 - 0.90	CH	1.39	1.39	1.37	Remoldeado	0.82

Eduardo Dexter Morimoto
Arquitecto
CAP 2839

CONSORCIO TALUPA
Eduardo Dexter Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

**Cuadro N° 4.3
Resumen del Ensayo de Consolidación Unidimensional**

Calicata	N° de Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Estado	Índice de Expansión Cs	Δe_c	Δe_s	Índice de Compresión Cc	Presión de Consolidación P _c (Kg/cm²)
C-10	M-2	0.90 - 2.50	Cl	Remoldeado	0.033	0.286	0.059	0.262	0.89

[Signature]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberli
CAP 998
Gerente de Proyecto

[Signature]
Pablo Miguel Vallejos Oberli
ING. CIVIL

[Signature]

CAPÍTULO V PERFILES ESTRATIGRAFICOS


CONSORCIO TALUPA
Eduardo Dexter Mormoto
REPRESENTANTE LEGAL


Eduardo Dexter Mormoto
Arquitecto
CAP 2839


ING° CIVIL
Carlos Egoavil Pando
CIP 115774

5.1 GENERALIDADES

Sobre la base de los registros de calicatas, ensayos de laboratorio e información recopilada, se han elaborado el perfil estratigráfico.

5.1.1 Perfil 1-1

Este perfil está conformado por las calicatas C-10, C-9, C-8 y C-7. Presenta de 0.00 m a 0.30 m de profundidad, cobertura vegetal con material orgánico con mezcla de arcilla y grava, húmedo, en la calicata C-10 se encontró una losa de concreto de 5 cm de espesor, prosigue un relleno, lente de arena limosa con grava de color marrón, húmeda, compacidad media. Continúa de 0.30 m a 2.50 m de profundidad, arcilla ligera arenosa, color rojo ocre, húmeda, medianamente blando a duro, plasticidad media, en la calicata C-7 se encontró de 0.15 m a 2.50 m de profundidad, grava arcillosa con presencia de bolonería y bloques aisladas, color rojo ocre, húmeda, medianamente duro, plasticidad media, la resistencia a la compresión simple en laboratorio resulta 0.82Kg/cm². Presencia del nivel freático de 0.15 m a 1.40 m de profundidad. En las calicatas se registró filtraciones de agua de las paredes a partir de 0.30 m de profundidad.

**Cuadro N° 5.1
Resumen de Parámetros Físicos y Mecánicos**

Zona	Estrato de Cimentación	Ensayo de Laboratorio Compresión Simple	
		c (kg/cm ²)	φ (°)
Perfil 1-1	Arcilla (CL)	0.41	--

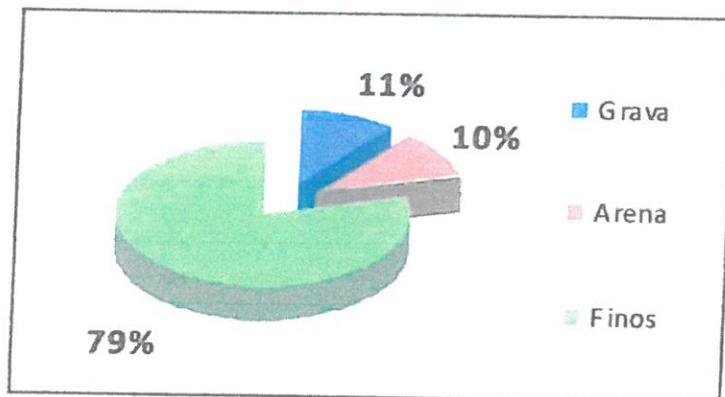


Figura N° 5.1: Incidencia de los materiales que componen el suelo de cimentación Arcilla CL.

5.1.2 Perfil 2-2

Este perfil está conformado por las calicatas C-10, C-6 y C-2. Presenta de 0.00 m a 0.20 m de profundidad, cobertura vegetal con material orgánico con mezcla de arcilla y grava, húmedo, en la calicata C-10 se encontró una losa de concreto de 5 cm de espesor, prosigue un relleno, lente de arena limosa con grava de color marrón, húmeda, compacidad media. Continúa de 0.20 m a 2.50 m de profundidad, arcilla ligera arenosa, color rojo ocre, húmeda, medianamente blando a duro, plasticidad media, la resistencia a la compresión simple en

[Handwritten signature]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
 Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberti
 CAP 595
 Gerente de Proyecto
 Hospital Ramón Espinoza Pando

HOSPITAL RAMÓN ESPINOZA PANDO - VILLA RICA - OYAYBAMA - PUNO
Eduardo Dextre Morimoto
 Arquitecto
 CAP 2839
 REPRESENTANTE LEGAL

[Handwritten signature]
 NG° CIVIL
 Carlos
 003104

laboratorio resulta 0.82Kg/cm^2 . Presencia del nivel freático de 0.20 m a 1.20 m de profundidad. En las excavación o calicata se apreció filtraciones de agua desde 0.90 m de profundidad

Cuadro N° 5.2
Resumen de Parámetros Físicos y Mecánicos

Zona	Estrato de Cimentación	Ensayo de Laboratorio Compresión Simple	
		c (kg/cm ²)	φ (°)
Perfil 2-2	Arcilla (CL)	0.41	—

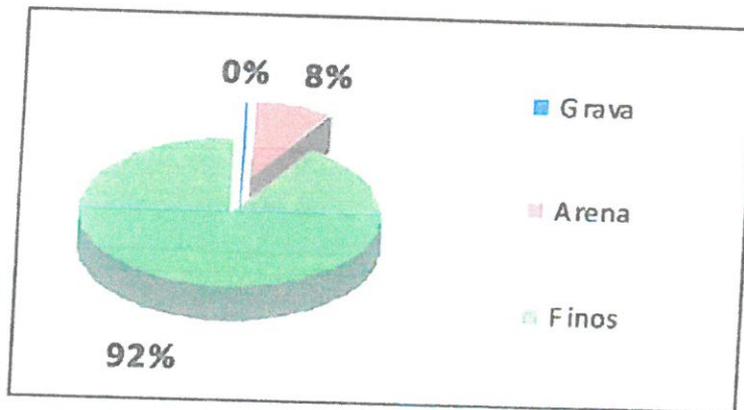


Figura N° 5.2: Incidencia de los materiales que componen el suelo de cimentación Arcilla CL.

5.1.3 Perfil 3-3

Este perfil está conformado por las calicatas C-9, C-5, C-4, C-2 y C-1. Presenta de 0.00 m a 0.30 m de profundidad, cobertura vegetal con material orgánico con mezcla de arcilla y grava, húmedo. Continúa de 0.30 m a 2.50 m de profundidad, arcilla ligera arenosa, color rojo ocre, húmeda, medianamente blando a duro, plasticidad media, en las calicatas C-4 y C-5 se encontró arcilla densa arenosa, de 0.15 m a 1.70 m de profundidad, consistencia blanda, color rojo ocre, húmeda, plasticidad media, la resistencia a la compresión simple en laboratorio resulta 0.90 Kg/cm^2 . Presencia del nivel freático de 0.20 m a 1.40 m de profundidad. En las calicatas, se aprecia filtraciones de agua de las paredes desde 0.50 m de profundidad

[Firma]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Ing. Pablo Miguel Vallejos Oberu
CAP 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

[Firma]

[Firma]
Eduardo Dextre Morimoto
Arquitecto
CAP 2839

[Firma]
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE L.L.C.A.

[Firma]
Pablo Alexander Abal Hara
INGENIERO CIVIL
CAP 1711
Calle

003103

0195

Cuadro N° 5.3
Resumen de Parámetros Físicos y Mecánicos

Descripción	Estrato de Cimentación	Ensayo de Laboratorio Compresión Simple	
		c (kg/cm ²)	φ (°)
Calicata C-5	Arcilla (CL)	0.45	—

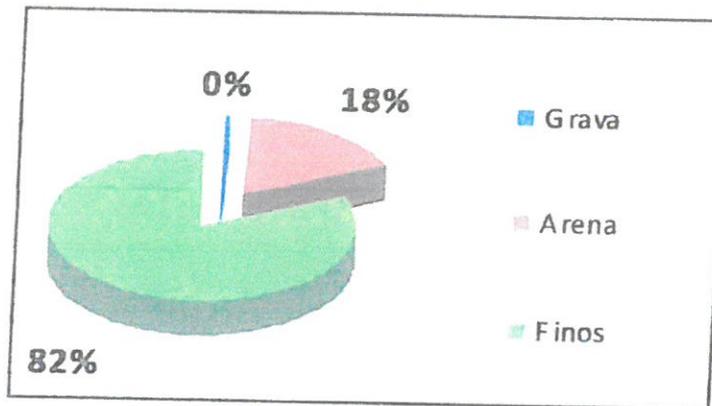


Figura N° 5.3: Incidencia de los materiales que componen el suelo de cimentación Arcilla CL.

[Handwritten signature in blue ink]

[Handwritten signature]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
 Calle: Manuel Vallejos Oberti
 CAP 908
 Gerente de Proyecto
 Hospital Roman Egoavil Pando

[Handwritten signature]
 Pando, 20 de Julio del 2012
 Oficina de Ingeniería Civil
 Calle: P. O. Box 1000, Pando

[Handwritten signature]
 Pando

[Handwritten signature]
HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO
Eduardo Dextre Morimoto
 Arquitecto
 CAP 2839

CONSORCIO TALUPA
[Handwritten signature]
Eduardo Dextre Morimoto
 REPRESENTANTE LEGAL

003102

CAPÍTULO VI ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

.....
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

.....
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Handwritten signature]
ING. CIVIL
C.O.P. 10000
C.O.P. 10000

.....
Eduardo Dextre Morimoto
Arquitecto
CAP 2839

VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

6.1 Hipótesis De Análisis

Para realizar el análisis de capacidad de carga y asentamiento del suelo de cimentación donde se ubicaran las infraestructuras proyectadas del Hospital Román Egoavil Pando, se deberá considerar las siguientes hipótesis básicas.

- Cimentación superficial.
- El análisis de la capacidad de carga del terreno considera la cimentación segura contra una falla por corte general y falla por corte local del suelo que la soporta.
- La distribución de carga se realizará en un área rectangular.
- La cimentación de las infraestructuras se realizará en el suelo a la profundidad mínima recomendada.

6.2 Parámetros de Resistencia del Suelo de Cimentación

Se ha revisado e interpretado la información obtenida de campo, así como los resultados de laboratorio para establecer las propiedades mecánicas de los diferentes tipos de suelos en el terreno, en el siguiente cuadro se presenta los parámetros de resistencia investigados y recomendados, con el cual se determinara la capacidad admisible de carga.

Cuadro N° 6.1
Parámetros de Suelo Cohesión y Angulo de Fricción

Ubicación	Estrato de Cimentación	Valores Adoptados para el Diseño	
		Cohesión c (Kg/cm ²)	Angulo de Fricción Interna Ø (°)
Hospital Román Egoavil Pando	Arcilla (CL)	0.40	--

6.3 Profundidad De Cimentación

Para las infraestructuras que indica el proyecto "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA (RECURSOS HUMANOS, EQUIPAMIENTO E INFRAESTRUCTURA) DE LOS SERVICIOS DE SALUD DEL HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO", principalmente para las infraestructuras portantes, se recomienda que los desplantes de la cimentación se encuentren a las siguientes profundidades mínimas y sobre los depósitos de mayor incidencia, tal como lo indica el cuadro siguiente.

Cuadro N° 6.2
Profundidad Mínima de Cimentación

Estrato de Cimentación	Profundidad (m)
Arcilla (CL)	1.50

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberli
CAP. 998

Gerente de Proyecto
Hospital Román Egoavil Pando

HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

6.4 Tipo de Cimentación

Las características de los depósitos identificados en sus condiciones físicas y mecánicas, permiten recomendar zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación y/o platea de cimentación.

6.5 Cálculo y Análisis de la Capacidad Admisibile de Carga

6.5.1 Capacidad Admisibile de Carga por Corte

Se determinara la capacidad admisible de carga por corte en base a la fórmula de Terzaghi Vesic (1967) con un valor de fricción (\emptyset) y cohesión (c) para los suelos.

$$Q_{ult} = S_c C N_c + S_q \gamma_1 D_f N_q + S_y \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

$$q_{ad} = \frac{q_u}{F_s}$$

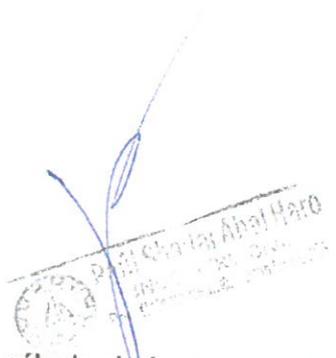
Dónde:

- Qu = Capacidad ultima de carga
- Qad = Capacidad admisible de carga
- C = Cohesión (kg/cm²)
- \emptyset = Angulo de Fricción (°)
- Fs = Factor de seguridad
- γ_t = Peso unitario del suelo
- γ_r = Peso unitario del suelo superficial
- Df = Profundidad de cimentación (m.)
- N_γ, N_q = Parámetros de capacidad portante en función de \emptyset
- S_γ, S_q = Factores de forma (Vesic, 1979).

Cimentación Cuadrada:

S_γ = 0.6
S_q = 1 + tg \emptyset

Los parámetros que se han adoptado para el cálculo de la capacidad admisible de carga por corte en los sectores evaluados se indican en el siguiente cuadro



Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

[Signature]
VA. Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Calle: Pabellón Miguel Vallejos Obertr
CAP. 898

CONSORCIO TALUPA
Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

[Signature]

ING° CIVIL
[Signature]
CAP. 1051

0191

Cuadro N° 6.3
Parámetros adoptados para el diseño Capacidad Portante por Corte

Nivel de Desplante Df (m)	Suelo de Cimentación	Angulo de Fricción ϕ (°)	Cohesión c (Kg/cm ²)	Peso Unitario del Suelo γ_t (Tn/m ³)	Peso Unitario del Suelo Superficial γ_f (Tn/m ³)
1.50	Arcilla (CL)	--	0.40	0.80	1.60

Los cuadros siguientes presentan los cálculos de las capacidades admisibles para rangos de anchos de zapata y platea de cimentación con profundidades de cimentación mínima. Debe indicarse que las profundidades de cimentación se encuentran a partir del nivel de excavación realizado.

Cuadro N° 6.4
Capacidad Portante Por Corte

Tipo de Cimentación	Ancho de Zapata B(mts.)	Prof. Df (mts.)	Sc	Sy	Sq	Nc	Ny	Nq	qadm (kg/cm ²)
Zapata Conectada	1.20x1.20	1.50	1.19	0.60	1.00	5.14	0.00	1.00	0.90
Platea de Cimentación	4.00x5.00	1.00	1.16	0.68	1.00	5.14	0.00	1.00	0.85

6.5.2 Capacidad Admisible de Carga por Asentamiento (S_i)

La capacidad admisible de carga por corte será verificado por asentamiento inmediato y consolidación para suelos arcillosos y saturados, para lo cual se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total S_i de la cimentación tipo zapata a 1 pulgada (2.54 cm.), y asentamiento total de la cimentación tipo platea a 2 pulgadas (5.08 cm), de acuerdo a Terzaghi y Peck (1967).

6.5.2.1 Asentamiento Inmediato (S_i)

El asentamiento inmediato se ha calculado en base al método elástico, mediante la siguiente relación:

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Dónde:

S_i = Asentamiento probable (cm)

u = Relación de Poisson

E_s = Módulo de Elasticidad (Ton/m²)

I_f = Factor de forma (cm/m)

q = Presión de trabajo (Ton/m²)

B = Ancho de la cimentación (m)

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

Pablo Miguel Vallejos Choehi
CAP 598
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

Shander Albar Haro
INGENIERO CIVIL
CAP 003098

Los resultados obtenidos de la evaluación indican que al nivel de cimentación la predominancia de los suelos son arcillas (CL), por lo tanto, para los módulos elásticos se considera la siguiente expresión (Dr. Jorge Alva Hurtado,

"Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones", Diciembre 1998, Lima Perú).

Para arenas arcillosas:

$$E_s = 30(N + 5)$$

Para arcillas normalmente consolidadas:

$$E_s = 125a250(qu)$$

Dónde:

- N = Ensayo de Penetración
- Es = Modulo de Elasticidad (Tn/m²)
- qu = Compresión Simple (Tn/m²)

Cuadro N° 6.5
Asentamiento Inmediato S_i

Tipo de Cimentación	Q _{adm} (Ton/m ²)	B (m)	Es (Ton/m ²)	u	If	Si (cm)
Zapata	8.0	1.20	800	0.45	112	1.07
Platea	7.0	4.00	800	0.45	112	3.13

6.5.2.2 Asentamiento Consolidación Primaria (S_c)

El asentamiento por consolidación primaria se ha calculado en base a la siguiente relación

$$S_c = \frac{CcHc}{1+e_0} \text{Log} \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_{prom}}{\sigma_0} \right)$$

Dónde:

- σ_0 = Esfuerzo efectivo promedio sobre el estrato
- $\Delta\sigma$ = Incremento promedio del esfuerzo efectivo sobre el estrato de arcilla, producido por sobrecarga.
- e_0 = Relación de vacíos
- C_c = Índice de compresión.
- H_c = Espesor de la capa de arcilla
- $\sigma_0 = (\gamma)(H)$

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

[Signature]
VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Calle Héroes Miguel Vallejos Oberto
CAP. 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

[Signature]
Paoli Shoclar Abal Haro
Ingeniero Civil
CAP. 10000

[Signature]

Para los suelo de cimentación, conservadoramente se considera los siguientes parámetros según el Cuadro N° 6.6.

Cuadro N° 6.6
Resumen de Resultados Parámetros de Suelo

Hc (m)	B (m)	Cc	e _o	Δσ (kg/cm ²)	σ _o (kg/cm ²)	Sc (cm)
0.30	1.20	0.20	1.86	0.786	0.26	1.27
0.30	4.00	0.20	1.86	0.696	0.26	1.19

Finalmente se han verificado las capacidades admisibles de carga por asentamiento total, adoptando los siguientes resultados los cuales se recomiendan para el diseño de la infraestructura del Hospital Román Egoavil Pando.

Cuadro N° 6.7
Capacidad Admisible de Carga Recomendados

Tipo de Cimentación	Profundidad Df (m)	Q _{adm} (Kg/cm ²)	Asentamiento Esperado, Si (cm)
Zapata	1.50	0.80	2.34
Platea	1.00	0.70	4.32

VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
 Ing. Juan Vallejos Oberti
 CAP. 998
 Gerente de Proyecto
 Hospital Román Egoavil Pando

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

ING° CIVIL

Carlos

7.1 ANÁLISIS QUÍMICOS DE SUELOS

La alteración química del concreto puede ser de carácter intrínseco o extrínseco, según se deba a la reacción de sus componentes o se origine por agentes externos. La descomposición del concreto puede presentarse por:

- Acción del suelo y del agua: de la napa freática, de ríos y del mar que toman contacto con las estructuras.
- Fluidos que circulan en canalizaciones o tuberías de concreto.
- Líquidos o materias secas pulverulentas que son almacenados en reservorios o silos.

Una de las formas más frecuentes de ataque químico al concreto es la acción de los sulfatos. El ión sulfato aparece en mayor o menor proporción en todas las aguas libres subterráneas. Los sulfatos más abundantes en los suelos son: sulfatos de calcio, de magnesia, sodio y calcio, y sodio, todos ellos de diferente solubilidad. El ataque del sulfato se manifiesta con una exudación de apariencia blanquecina y agrietamiento progresivo que reduce al concreto a un estado quebradizo y hasta suave.

Para impedir la acción destructiva de los sulfatos, es indispensable la buena compacidad de los concretos. Además, es posible seleccionar cementos portland con la calidad adecuada como los denominados en la normalización como el tipo II, de moderada resistencia a los sulfatos y el tipo V, de alta resistencia a los sulfatos. El Cuadro N° 7.1 del ACI expresa una importante experiencia.

Cuadro N° 7.1
Cuadro Comparativo de Sulfatos y su Grado de Agresividad al Concreto
(Valores Expresados en Partes por millón)

Grado de Ataque	Comité 318-83 ACI (Americana)				BRS DIGEST (Segunda Serie) 90 (Inglesa)				
	Sulfatos en el suelo	Sulfatos en el agua	Tipo de cemento	Rel, a/c, máxima	Sulfatos en el suelo	Sulfatos en el agua	Tipo de cemento	Rel, a/c, máxima	Contenido mínimo de cemento
Leve	0 - 1000	0 - 150	I	-	< 2400	< 360	I	0.55	280
Moderado	1000 - 2000	150 - 1500	II	0.50	2400 - 6000	360 - 1440	II	0.50	330
Severo	2000 - 20000	1500 - 10000	V	0.45	6000 - 24000	1440 - 6000	V	0.45	330
Muy Severo	> 20000	> 10000	V+Puzolana	0.45	> 24000	> 6000	V + Revestiment o protector	0.45	370

Para determinar el grado de agresividad del suelo, se han realizado ensayos químicos a las muestras, determinando los contenidos de sulfatos. De la comparación de los resultados obtenidos y los límites permisibles de agresión de sulfatos al concreto, estos presentan un grado de agresión leve por lo que se recomienda la utilización de cemento Tipo I para las infraestructuras de cimentación. En el Anexo IV se adjunta los resultados de los ensayos químicos de suelos realizados para el presente estudio.

TCINGES.A.C.
 PROYECTOS CONSTRUCCION SUPERVISION
 Inge. Eduardo Dextre Morimoto
 Inge. Víctor Manuel Viallos Oberto
 Inge. Carlos Obispo
 Inge. Roberto Moya
 Inge. Juan Carlos Pando
 Inge. José María Pando
 Inge. Víctor Manuel Viallos Oberto
 Inge. Carlos Obispo
 Inge. Roberto Moya
 Inge. Juan Carlos Pando
 Inge. José María Pando

HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP 2820

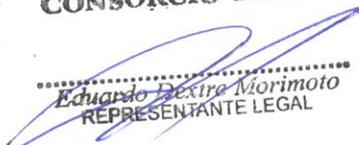
CONSORCIO TALUPA
Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO

ING. CIVIL
Cari...
003094

CAPÍTULO VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES


Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA


Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL


INGE
CIVIL
Carlos ...
2017

- 8.1 La Investigaciones de Mecánica de Suelos en el Hospital Román Egoavil Pando, ha comprendido las siguientes labores en campo y laboratorio.
- 10 Excavaciones o Calicatas de profundidad máxima 2.50 m
 - 15 Ensayos Estándar Análisis Granulométrico, Limite Liquido y Limite Plástico
 - 02 Ensayos Especiales de Compresión Simple
 - 01 Ensayo de Consolidación Unidimensional
 - 01 Ensayo de Expansión Libre
 - 05 Ensayos Químicos, contenido de Ion Sulfato
- 8.2 La ubicación de los sondeos se realizó considerando toda el área de interés, permitiendo caracterizar el suelo de cimentación.
- 8.3 Para la aplicación de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente se debe considerar lo siguiente.
- Zona 3 $Z=0.4g$
 - Suelo Tipo S_3
 - Factor de Suelo $S=1.4$
 - Espectro para el Tipo de Suelo $Tp(s) = 0.90$ seg
- 8.4 La evaluación de la cobertura superficial del suelo, en su contenido químico de sulfatos solubles indica que el grado de agresividad es leve, por lo tanto se recomienda la utilización de cemento tipo I en todo el sector que abarca el proyecto.
- 8.5 En general, el perfil de suelo se describe de 0.00 m a 0.30 m de profundidad, una cobertura vegetal con material orgánico, húmeda, compacidad media a suelta, continua de 0.30 m a 2.50 m de profundidad, arcilla ligera, color rojo ocre, húmeda, consistencia media.
El nivel freático se presenta desde 0.20 m a 1.70 m de profundidad.
- 8.6 De acuerdo a las características físicas, para la capa de suelo entre 0.00 m a 1.50 m de profundidad, el limite Índice plástico es entre 12% a 38% y contenido finos menor de 2um de 80% define a un suelo de actividad baja. De igual manera, para el estrato de suelo de 1.50 m a 2.50 m de profundidad, presentan índice plástico menor de 22% y contenido de finos menor de 2um de 90%, resultando actividad baja. El grado de expansión libre de 1% de acuerdo al resultado de laboratorio y comparado con las recomendaciones indicadas en la norma técnica E-050, Item 6.3.2 *Evaluación del Potencial de Expansión*, resulta bajo.
- 8.7 Para las infraestructuras que abarca el proyecto "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA (RECURSOS HUMANOS, EQUIPAMIENTO E INFRAESTRUCTURA) DE LOS SERVICIOS DE SALUD DEL HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO", se recomienda las siguientes capacidades admisibles de carga del suelo de cimentación, considerando zapatas conectadas y platea de cimentación.

CONSORCIO TALUTA

VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberl
CAP 998

Gerente de Proyecto
HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

ING° CIVIL

Carlos

003092

Tipo de Cimentación	Profundidad Df (m)	Q _{adm} (Kg/cm ²)	Asentamiento Esperado, Si (cm)
Zapata	1.50	0.80	2.34
Platea	1.00	0.70	4.32

- 8.8 Se debería proyectar sistemas de sub drenaje para encauzar las aguas superficiales.
- 8.9 Las veredas y pasajes peatonales estarán conformado por 0.10 m de espesor de losa de concreto, cuya resistencia a la compresión $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, apoyado sobre una base granular, tipo afirmado, de 0.15 m de espesor, confinado con sardineles de concreto (similar resistencia de la vereda), de 0.30 m de altura.
- 8.10 Las áreas destinadas para losa deportiva o patio de recreación, deberá presentar losa de concreto de 0.15 m de espesor, resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, apoyado sobre base granular, tipo afirmado, de 0.20 m de espesor. Además deberá estar confinado por sardineles de 0.40 m de altura.
- 8.11 El suelo de sub rasante de las veredas o patios de recreación deberán estar compactadas al 95% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado de Laboratorio.
- 8.12 La capa de base, deberá estar compactado hasta alcanzar el 100% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado de laboratorio y deberá cumplir lo siguiente:

Cuadro N° 8.2
Huso Granulométrico para Materiales Granulares

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	—	—
25 mm (1")	—	75 – 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4.75 mm (N° 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2.0 mm (N° 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4.25 um (N° 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 um (N° 200)	2 – 8	5 – 15	may-15	8 – 15

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberli
CAP 998

Gerente de Proyecto
HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO

HOSPITAL ROMAN EGOAVIL PANDO - VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

003091

CAPÍTULO IX REFERENCIAS

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

ING.
CIVIL
Carlos

Carlos

1. Alva Hurtado J. (1992), "Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capítulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima.
2. Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
3. Vesic A. (1973), "Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales", JSMFED, ASCE, Vol. 99.
4. Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), "Norma Técnica de Edificaciones E.030-Diseño Sismorresistente", Lima - Perú.
5. Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), "Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones", Lima- Perú.
6. ACI – PERU (2002), "Diseño y Construcción de Pavimentos y Pisos de Concreto", Lima- Perú.

VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
Arq. Pablo Miguel Vallejos Oberu
CAP. 998
Gerente de Proyecto
Hospital Roman Egoavil Pando

Arq. Eduardo Dextre Morimoto
CAP. 2839

CONSORCIO TALUPA

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
CAP. 2839

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL

ING° CIVIL
Carlos...

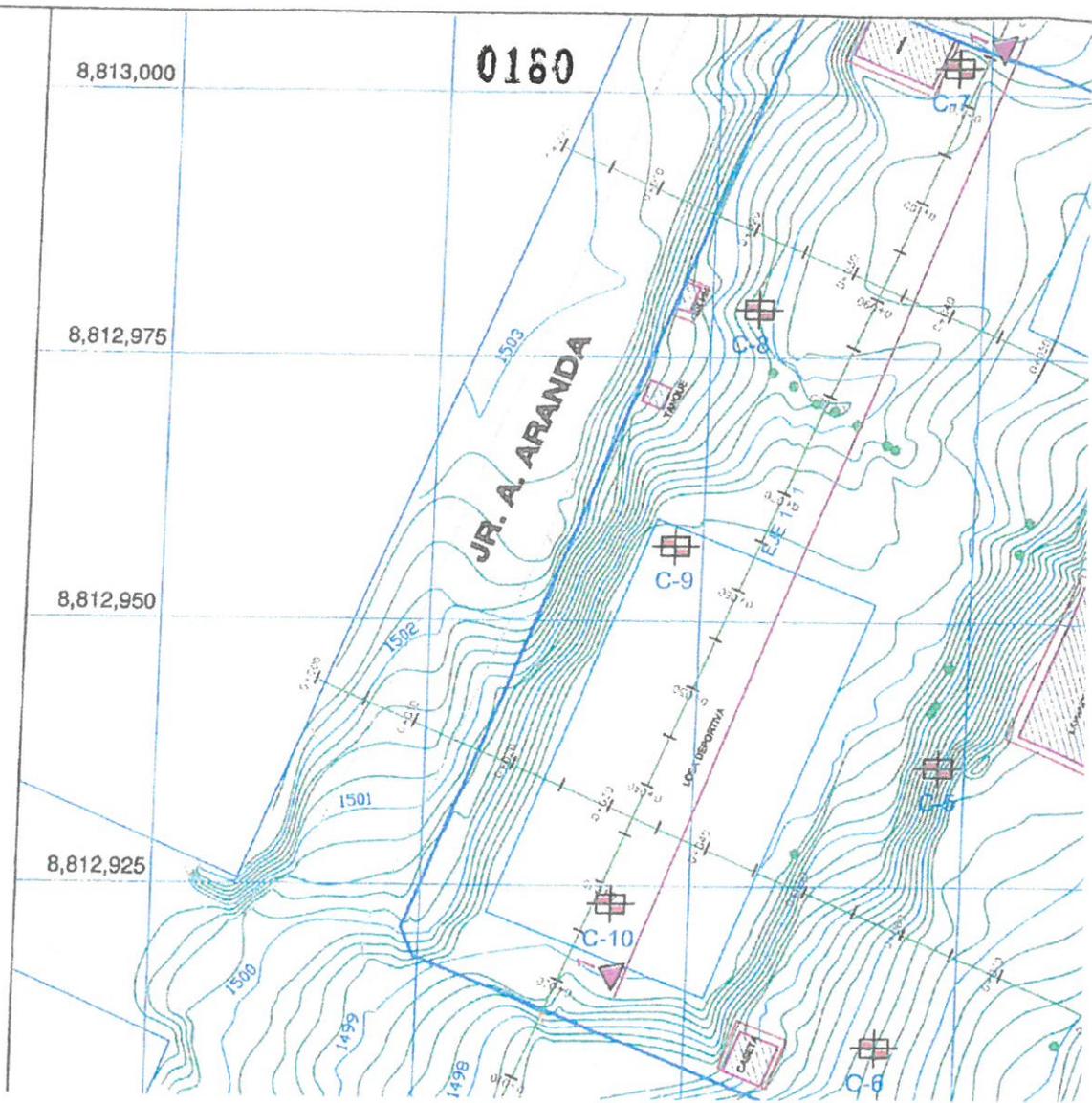
8,813,000

0160

8,812,975

8,812,950

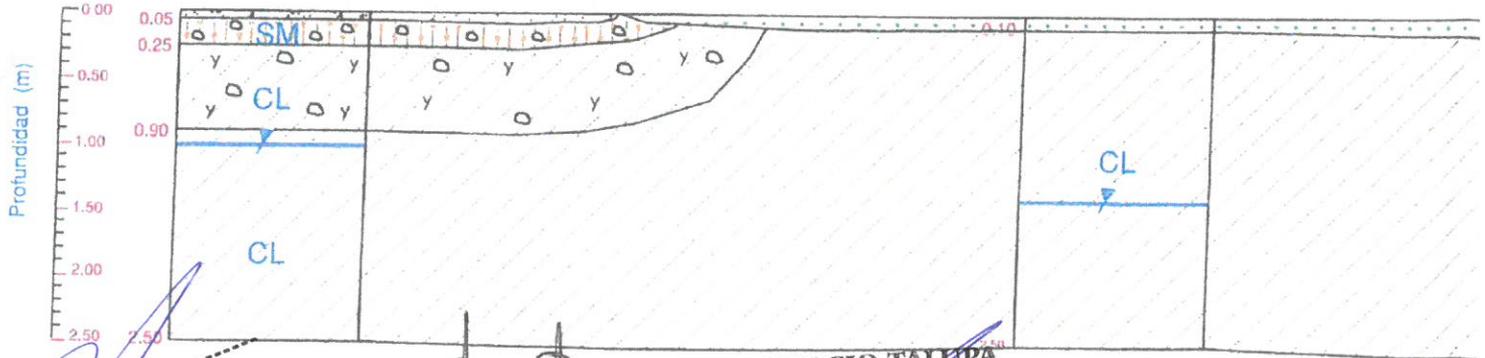
8,812,925



UBICACION DE EXI

C-10

C-9



PERFIL ESTRATIGR EJE 1-1

Eduardo Dextre Morimoto
ARQUITECTO
 CAP. 2839

LEYENDA:



VA Ingenieros y Arquitectos Asociados SAC
 Arq. Pablo Miguel Vallijos Oberti
 CAP. 998
 CALICATA DE DICIEMBRE 2011
 Hospital Román Eguavil Pando

CONSORCIO TALEPA

Eduardo Dextre Morimoto
REPRESENTANTE LEGAL



RELLENO ARCILLA LIGERA ARENOSA CL



LOSA DE CONCRETO

DESCARGO DE RESPONSABILIDAD:
 S.C. INGENIERIA S R L HA PREPARADO LOS CALCULOS Y DISEÑOS MOSTRADOS EN ESTE PLANO EMPLEANDO INFORMACION TECNICA
 LA RECEPCION DE ESTE PLANO NO OTORGA AL USUARIO DERECHOS ACERCA DE LA INFORMACION EMPLEADA EN DICHS DISEÑOS. CUALQUIER COPIA O MODIFICACION DE LA INFORMACION QUE SE PRESENTA SERA DE RESPONSABILIDAD EXCLUSIVA DEL USUARIO. SIN RESPONSABILIDAD LEGAL POR PARTE DE S.C. INGENIERIA S R L

CONSULTOR

TCINGE S A C
 PROYECTOS, CONTRUCCION Y SUPERVISION

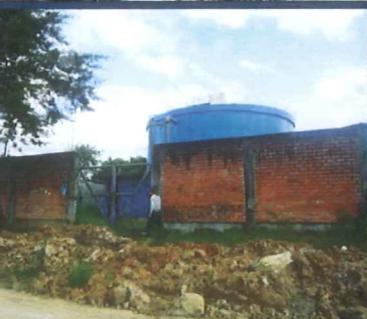
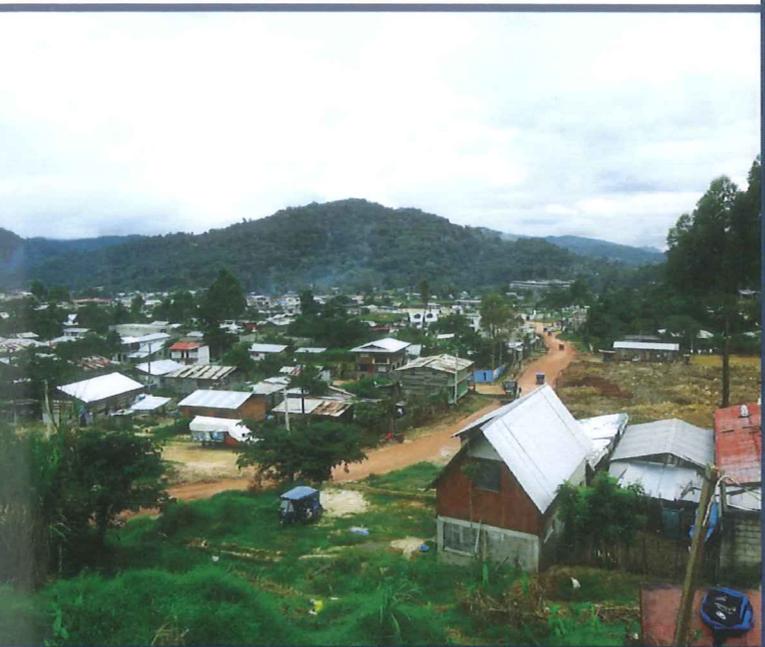
SOLICITANTE

VA INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS

PRO

CESEL

INGENIEROS



RECONSTRUCCION DE SANEAMIENTO DE VILLA RICA - OXAPAMPA - PASCO

MONTO DE INVERSION:
57' 016, 958.21

MODALIDAD: OBRAS POR IMPUESTOS

PLAZO DE EJECUCION: 360 DIAS

CODIGO SNIP 14536

UBICACION:

Localidad de Villa Rica-Distrito de Villa Rica - Provincia de Oxapampa - Departamento de Pasco

TOMO III

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENERO 2014 | COPIA



INDICE

1.	GENERALIDADES	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivo.....	1
1.3	Ubicación del Área de Estudio	1
2.	INVESTIGACIÓN DE CAMPO	2
2.1	Excavación de calicatas, trincheras y/o cortes verticales	2
2.2	Ensayos de penetración dinámica ligera (DPL)	5
2.3	Estación Geomecánica	7
3.	ENSAYOS DE LABORATORIO	8
3.1	Ensayos Estándar.....	8
3.2	Ensayos Especiales	14
3.3	Ensayos de Carga Puntual y Propiedades Físicas	16
3.4	Ensayos de Compactación.....	17
3.5	Análisis Químicos.....	17
4.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	18
5.	ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE	20
5.1	Profundidad de Cimentación.....	20
5.2	Determinación de los Parámetros de Resistencia	21
5.3	Cálculo de la Capacidad Admisible en Suelo	23
5.3.1	Capacidad Admisible por Resistencia	23
5.3.2	Capacidad Admisible por Asentamiento.....	26
5.4	Cálculo de la Capacidad Admisible de la Roca.....	29
5.5	Condición Química del Terreno de Fundación.....	34
6.	SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO	34
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	36

ANEXOS

ANEXO A: Exploraciones de Campo

ANEXO B: Ensayos de Laboratorio

ANEXO C: Análisis de Cimentación

ANEXO D: Panel Fotográfico

ANEXO E: Planos

LISTA DE CUADRO

Cuadro N° 2.1 Resumen de calicatas – Captación - Desarenador	2
Cuadro N° 2.2 Resumen de calicatas – Línea de Conducción	3
Cuadro N° 2.3 Resumen de calicatas – PTAP	3
Cuadro N° 2.4 Resumen de calicatas – Reservorio N°5	4
Cuadro N° 2.5 Resumen de calicatas – Zona Urbana	4
Cuadro N° 2.6 Resumen de ensayos DPL – Línea de Conducción	6
Cuadro N° 2.7 Resumen de ensayos DPL – PATP y Reservorio N°5	6
Cuadro N° 2.8 Resumen de ensayos DPL – Zona Urbana.....	7
Cuadro N° 2.9 Resumen de Estaciones Geomecánicas.....	7
Cuadro N° 3.1 Ensayos estándar de clasificación de suelos – Captación / Desarenador.....	9
Cuadro N° 3.2 Ensayos estándar de clasificación de suelos – Línea de Conducción.....	9
Cuadro N° 3.3 Ensayos estándar de clasificación de suelos – PTAP y Reservorio N°5	10
Cuadro N° 3.4 Ensayos estándar de clasificación de suelos – Zona Urbana	11
Cuadro N° 3.5 Resumen de Ensayos Peso Volumétrico	14
Cuadro N° 3.6 Resumen de los Ensayos de Corte Directo	15
Cuadro N° 3.7 Resumen del Ensayo Triaxial	15
Cuadro N° 3.8 Resumen del Ensayo de Consolidación	15
Cuadro N° 3.9 Resumen de la Carga Puntual de la Roca.....	16
Cuadro N° 3.10 Ensayos de Propiedades Físicas de la Roca.....	16
Cuadro N° 3.11 Resumen de Ensayos de Proctor Estándar.....	17
Cuadro N° 3.12 Ensayos Químicos en Suelo y Roca	17
Cuadro N° 4.1 Zonificación – Línea de Conducción (Captación – PTAP)	18
Cuadro N° 4.2 Zonificación – Línea de Conducción (Reservorio N°5- Zona Urbana)	19
Cuadro N° 5.1 Profundidad de Cimentación (Df)	21
Cuadro N° 5.2 Resumen de los Parámetros Geotécnicos	22
Cuadro N° 5.3 Cálculo de la Capacidad Admisible por Resistencia.....	24
Cuadro N° 5.4 Cálculo de la Capacidad Admisible por Asentamiento	27
Cuadro N° 5.5 Cálculo de la Capacidad Admisible - PTAP	28
Cuadro N° 5.6 Parámetros de la Roca Intacta	29
Cuadro N° 5.7 Valoración del Macizo Rocoso (RMR)	30
Cuadro N° 5.8 Parámetros de Entrada al Criterio de Resistencia de Hoek Brown.....	32
Cuadro N° 5.9 Capacidad de carga admisible del macizo rocoso	33
Cuadro N° 5.10 Elementos nocivos para la cimentación	34
Cuadro N° 6.1 Parámetros Sísmicos	34

LISTA DE FIGURAS

Figura N°5.1 Índice Geológico de Resistencia GSI	30
--	----

INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

Como parte de las tareas de la *Revisión y Actualización del Expediente de la Obra "Reconstrucción de la Infraestructura de Saneamiento de la Ciudad de Villa Rica – Oxapampa – Región Pasco"*, solicitado por la Gerencia Regional de Infraestructura / Subgerencia de Estudios, de la Región de Pasco y con el financiamiento del Banco de Crédito del Perú, se ha realizado el Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación de las obras del proyecto de saneamiento de la Ciudad de Villa Rica. El área de estudio abarca los siguientes sectores:

1. Captación - Desarenador
2. Línea de Conducción: Captación – PATP (Aprox. 2 700 m)
3. Línea de Conducción: Reservorio N°5 – Ingreso a Ciudad (600 m)
4. Planta de Tratamiento de Agua Potable (PATP) y otras estructuras
5. Reservorio N°5
6. Redes de agua y deságüe de la zona urbana de Villa Rica

En ese sentido se han realizado diversas actividades, tales como la revisión de información existente, inspección técnica, exploración de campo, ensayos de laboratorio, obtención del perfil estratigráfico y análisis de cimentación.

1.2 Objetivo

El objetivo del estudio de mecánica de suelos es conocer el tipo de terreno de fundación sobre el cual se cimentará las estructuras del proyecto, identificar sus propiedades físico-mecánicas, estimar sus características de resistencia y deformación mediante los ensayos in situ y de laboratorio, y realizar el cálculo de capacidad admisible para cada una de las estructuras proyectadas.

Los resultados de este estudio son la base para definir el tipo y las características de la cimentación del Proyecto. Así como tener en cuentas el estudio durante la construcción.

1.3 Ubicación del Área de Estudio

El área del proyecto se encuentra ubicado en distrito de Villa Rica, provincia de Oxapampa, departamento de Pasco.

El sector que corresponde a la captación se encuentra ubicada, aproximadamente, a 6 km del ingreso a la zona urbana de Villa Rica; la Línea de Conducción, de aproximadamente 2,5km, desde la captación a la PTAP, no cuenta con acceso vial; sin embargo, el siguiente tramo, desde la PTAP hasta el ingreso a la zona urbana sigue el alineamiento de la

carretera central. La PTAP y el Reservorio N°5 se ubican, aproximadamente, en el km 2+730 y km 4+350 de la línea de conducción existente, respectivamente.

2. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Para realizar el estudio se han ejecutado 42 excavaciones y 1 trinchera a cielo abierto (calicata) con obtención de muestras y 19 ensayos de penetración dinámica ligera (DPL) en la zona urbana; 2 excavaciones en la zona del desarenador; 14 excavaciones, 11 trincheras y 12 ensayos de penetración dinámica ligera (DPL) a lo largo del trazo de la conducción (incluido en el alcance del estudio); 3 excavaciones y 1 ensayo de penetración ligera (DPL) en la zona de la PATP; y 6 excavaciones y 7 ensayos de penetración dinámica ligera DPL en la zona del Reservorio N°5.

Todos los ensayos de campo fueron distribuidos convenientemente, de acuerdo a la ubicación de las estructuras proyectadas, en coordinación con el encargado del proyecto, y de acuerdo a las condiciones del sitio.

Los trabajos de campo se realizaron entre los días 3 al 11 de setiembre del 2013.

2.1 Excavación de calicatas, trincheras y/o cortes verticales

Las excavaciones, trincheras y/o cortes verticales se realizan con el objeto de identificar los diferentes estratos de suelo y su composición. Para el estudio se ejecutaron excavaciones manuales a cielo abierto (calicatas y trincheras), alcanzando una profundidad máxima de hasta 3,00 m, se registraron cortes verticales y se extrajeron muestras no disturbadas y disturbadas.

El registro de las excavaciones se realizó de acuerdo a la norma **ASTM D-2488**, describiendo el perfil estratigráfico y el tipo de material encontrado: la clasificación técnica, forma del material granular; color; porcentaje estimado de bolonería y presencia de material orgánico; contenido de humedad; índice de plasticidad/compresibilidad.

Se tomaron muestras no disturbadas y disturbadas de los estratos identificados y representativos para el estudio, a fin de ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes; para lo cual cada muestra fue identificada convenientemente y embalada en bolsas de polietileno, y luego enviadas al laboratorio Geotécnico y de Concreto de CESELS.A. Los Cuadros 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5 presentan un resumen de las calicatas realizadas en los diferentes sectores del proyecto.

Cuadro N° 2.1 Resumen de calicatas – Captación - Desarenador

Calicata /Trinchera	Coordenadas		N° de muestra	Profundidad alcanzada (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte			
CD-1	466 755	8 812 750	1	3,00	N.A.
TD-1	466 761	8 812 746	-	2,20	N.A.
*C-4	466 761	8 812 751	-	1,50	N.A.

Abreviaturas: N.A. = No alcanzado

Nota: *Calicata realizada para el estudio inicial. Consorcio Saneamiento Villa Rica, 2012.

Cuadro N° 2.2 Resumen de calicatas – Línea de Conducción

Calicata / Trinchera	Coordenadas		N° de muestra	Profundidad alcanzada (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte			
CC-1	466 950	8 812 617	1	2,00	N.A.
TC-1	466 987	8 812 601	-	2,00	N.A.
CC-2	467 000	8 812 463	1	2,00	N.A.
CC-3	467 004	8 812 303	1	3,00	N.A.
CC-4	467 110	8 812 319	1	2,20	N.A.
TC-2	467 154	8 812 348	1	2,50	N.A.
TC-2A	467 089	8 812 250	-	3,00	N.A.
CC-5	467 149	8 812 186	1	2,00	N.A.
TC-3A	467 202	8 812 129	-	3,00	N.A.
CC-6	467 266	8 812 057	1	1,00	N.A.
TC-3	467 288	8 812 043	1	1,00	N.A.
TC-4	467 279	8 811 947	-	3,00	N.A.
CC-7	467 283	8 811 936	1	1,50	N.A.
CC-8	467 198	8 811 822	-	2,30	N.A.
TC-5	467 132	8 811 760	-	2,00	N.A.
CC-9	467 065	8 811 650	1	1,20	N.A.
CC-10	467 138	8 811 497	1	2,30	N.A.
CC-11	467 101	8 811 308	2	2,30	N.A.
TC-6	467 190	8 811 200	1	2,40	N.A.
CC-12	467 257	8 811 233	1	2,30	N.A.
TC-7	467 369	8 811 294	1	3,00	N.A.
TC-8	467 495	8 811 374	-	3,00	N.A.
CC-13	468 860	8 812 221	1	1,40	N.A.
TC-9	469 030	8 812 353	1	1,20	N.A.
CC-14	469 162	8 812 439	1	1,80	N.A.

Abreviaturas: N.A. = No alcanzado

Cuadro N° 2.3 Resumen de calicatas – PTAP

Calicata / Trinchera	Coordenadas		N° de muestra	Profundidad alcanzada (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte			
CP-1	467 553	8 811 359	1	2,80	2,60
CP-2	467 540	8 811 346	-	0,50	0,50
CP-3	467 546	8 811 362	1	3,00	3,00

Abreviaturas: N.A. = No alcanzado

Cuadro N° 2.4 Resumen de calicatas – Reservoirio N°5

Calicata/ Trinchera	Coordenadas		N° de muestra	Profundidad alcanzada (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte			
CR-1	468 755	8 811 999	-	1,00	N.A.
CR-2	468 731	8 812 019	-	2,00	N.A.
CR-3	468 747	8 812 047	-	2,40	N.A.
CR-4	468 764	8 812 020	1	2,80	N.A.
CR-5	468 760	8 812 070	1	1,20	N.A.
CR-6	468 773	8 812 067	2	1,50	N.A.

Abreviaturas: N.A. = No alcanzado

Los registros de las calicatas se presentan en el Anexo A Exploración de Campo.

Cuadro N° 2.5 Resumen de calicatas – Zona Urbana

Calicata / Trinchera	Coordenadas		N° de muestra	Profundidad alcanzada (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte			
CA-1	471 197	8 814 773	2	2,20	N.A.
CA-2	471 237	8 814 538	1	2,20	N.A.
CA-3	471 065	8 814 396	1	2,00	N.A.
CA-4	471 068	8 814 098	1	2,20	N.A.
CA-5	470 983	8 813 952	1	2,20	N.A.
CA-6	470 942	8 813 785	1	2,20	N.A.
CA-7	471 080	8 813 628	1	2,00	1,60
CA-8	470 656	8 813 615	1	2,20	N.A.
CA-9	470 776	8 813 522	1	2,20	N.A.
CA-10	470 964	8 813 477	1	2,20	N.A.
CA-11	471 235	8 813 452	1	2,20	2,10
CA-12	470 588	8 813 444	1	2,00	N.A.
CA-13	470 851	8 813 197	1	2,40	N.A.
CA-14	470 730	8 813 108	1	2,20	N.A.
CA-15	470 529	8 813 096	1	2,80	N.A.
CA-16	470 296	8 813 261	1	3,00	N.A.
CA-17	470 536	8 812 866	1	2,20	N.A.
CA-18	470 518	8 812 686	1	2,20	N.A.
CA-19	470 289	8 812 833	1	2,20	N.A.
CA-20	470 163	8 813 032	1	2,40	1,80
CA-21	469 943	8 813 350	1	2,20	N.A.
CA-22	469 797	8 813 261	1	2,40	1,80
CA-23	469 927	8 813 027	1	2,20	N.A.
CA-24	470 113	8 812 896	1	2,00	N.A.
CA-25	470 146	8 812 616	2	2,80	N.A.
CA-26	469 935	8 812 749	1	2,20	N.A.
CA-27	470 002	8 812 533	2	2,50	2,20

Calicata / Trinchera	Coordenadas		Nº de muestra	Profundidad alcanzada (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte			
CA-28	470 136	8 812 455	2	2,40	N.A.
CA-29	469 411	8 813 274	1	2,50	N.A.
CA-30	469 463	8 813 056	1	1,50	0,80
CA-31	469 590	8 813 007	1	2,80	N.A.
CA-32	469 640	8 812 789	1	2,20	1,80
CA-33	469 723	8 812 626	1	2,20	N.A.
CA-34	469 976	8 812 175	1	2,00	1,20
CA-35	469 675	8 812 315	1	2,20	N.A.
CA-36	469 425	8 812 623	1	2,20	N.A.
CA-37	469 389	8 812 780	1	2,60	N.A.
CA-38	469 373	8 812 933	1	2,40	2,00
CA-39	469 345	8 812 516	1	2,40	N.A.
CA-40	469 213	8 812 494	1	3,00	N.A.
CA-41	469 525	8 812 614	1	3,00	N.A.
CA-42	470 454	8 813 208	1	3,00	N.A.
TA-1	-	-	1	3,00	N.A.

Abreviaturas: N.A. = No alcanzado

2.2 Ensayos de penetración dinámica ligera (DPL)

Para evaluar la consistencia del terreno y estimar parámetros de resistencia del suelo de fundación se han ejecutado en total 39 ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), alcanzando una profundidad máxima de 5,70 m.

El Ensayo DPL (DIN 4094), se realiza en suelos que permita el ingreso de la varilla con la punta cónica hasta que exista un rechazo por presencia de gravas o bolones. El procedimiento del ensayo consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm de una punta cónica de 60°, utilizando la energía de un martillo de 10 Kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración. Los valores determinados en este ensayo fueron correlacionados con el valor N del ensayo SPT, estimándose así, los parámetros físicos mecánicos del suelo.

El valor de N_{SPT} es determinado a partir de la relación planteada por el Ing. A. Martínez V. en el XIII Congreso de Ingeniería Civil (Puno, 1990), el cual permite determinar el valor N cuando se usa penetrómetros de dimensiones y energía distinta.

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

Donde:

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

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

W_1, W_2 = Peso del martillo.

H_1, H_2 = Altura de caída.

A_1, A_2 = Área de Sección Transversal; e_1, e_2 = Distancia de Penetración.

Sobre la base de esta relación y una serie de registros recopilados en ensayos DPL y SPT ejecutados en una misma zona, en diferentes proyectos, se ha obtenido que el promedio del número de golpes para tres tramos de 10 cm de penetración del ensayo DPL, equivale al número de golpes para 30 cm de penetración del ensayo SPT.

Los cuadros 2.6, 2.7 y 2.8 presentan un resumen de los ensayos DPL realizados para el proyecto.

Cuadro N° 2.6 Resumen de ensayos DPL – Línea de Conducción

Sondeo	Coordenadas		Profundidad (m)
	Este	Norte	
DPL-1	466 906	8 812 637	2,00
DPL-2	466 999	8 812 459	3,50
DPL-3	467 033	8 812 292	4,30
DPL-4	467 147	8 812 187	2,20
DPL-5	467 287	8 811 932	1,70
DPL-6	467 286	8 812 043	0,30
DPL-7	467 224	8 811 894	1,40
DPL-8	467 100	8 811 705	0,50
DPL-9	467 113	8 811 387	3,30
DPL-10	467 211	8 811 209	2,60
DPL-11	467 318	8 811 247	3,00
DPL-12	467 495	8 811 376	2,50

Cuadro N° 2.7 Resumen de ensayos DPL – PATP y Reservorio N°5

Sector	Sondeo	Coordenadas		Profundidad (m)
		Este	Norte	
PTAP	DPLT-1	467 554	8 811 359	5,70
Reservorio N°5	DPLR-1	468 748	8 812 016	1,50
	DPLR-2	468 773	8 812 066	1,30
	DPLR-3	468 773	8 812 061	1,20
	DPLR-4	468 766	8 812 054	1,10
	DPLR-5	468 761	8 812 069	1,50
	DPLR-6	468 751	8 812 086	2,60
	DPLR-7	468 765	8 812 085	1,70


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

Cuadro N° 2.8 Resumen de ensayos DPL – Zona Urbana

Sondeo	Coordenadas		Profundidad (m)
	Este	Norte	
DPLA-1	469 603	8 813 000	2,70
DPLA-2	469 708	8 812 617	2,50
DPLA-3	469 531	8 812 633	0,20
DPLA-4	469 457	8 812 495	0,30
DPLA-5	469 336	8 812 822	1,50
DPLA-6	469 904	8 812 553	1,30
DPLA-7	469 688	8 812 447	1,43
DPLA-8	470 180	8 812 558	1,31
DPLA-9	470 084	8 812 329	1,10
DPLA-10	470 310	8 813 272	1,00
DPLA-11	470 185	8 813 033	0,40
DPLA-12	470 027	8 813 024	0,77
DPLA-13	470 203	8 812 789	1,10
DPLA-14	470 467	8 813 218	2,66
DPLA-15	470 589	8 812 770	1,00
DPLA-16	470 584	8 813 003	0,64
DPLA-17	470 768	8 813 388	1,54
DPLA-18	470 987	8 813 479	2,51
DPLA-19	470 715	8 813 529	0,55

Los registros de los ensayos de DPL se muestran en el anexo A.

2.3 Estación Geomecánica

Para estimar las características del macizo rocoso con fines de cimentación en el área donde se ha proyectado la construcción del Reservoirio N°5, se realizó una estación geomecánica, tomando como data los ensayos realizados en las muestras de roca extraídas de las excavaciones realizadas en dicha zona.

Cuadro N° 2.9 Resumen de Estaciones Geomecánicas

Sector	Sondaje	UTM (WGS 84)	
		E(m)	N(m)
Captación	EG-1	466 748	8 812 764
Línea de Conducción	EG-2 / CC-6	467 266	8 812 057
	EG-3 / CC-8	467 198	8 811 822
	EG-4 / CC-13	468 860	8 812 221
Reservoirio N°5	EG-5 / CR-5	315 097	8 825 882
Zona Urbana	EG-6 / CA-9	470 776	8 813 522


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio ejecutados para el estudio consistieron de ensayos estándar, ensayos especiales (en muestras de suelo y roca), ensayos de compactación y ensayos químicos.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio Geotécnico y de Concreto de CESEL S.A.

3.1 Ensayos Estándar

Se tomaron un total de 73 muestras entre disturbadas y no disturbadas de las excavaciones (calicatas) para la ejecución de los ensayos de laboratorio correspondientes, para lo cual cada muestra fue identificada convenientemente y embalada en bolsas de polietileno que fueron remitidas al laboratorio.

Con las muestras disturbadas se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes en: análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg (LL y LP) y contenido de humedad.

Los ensayos se ejecutaron siguiendo las normas de la American Society For Testing and Materials (ASTM):

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


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

Cuadro N° 3.1 Ensayos estándar de clasificación de suelos – Captación / Desarenador

Sodeno	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS	
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP			
CD-1	M-1	1,00-3,00	1,8	39,3	58,9	24	15	9	15	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad

Abreviaturas:

LL = Límite líquido; LP = Límite plástico; IP = índice de Plasticidad; C.H. = Contenido de humedad.

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Cuadro N° 3.2 Ensayos estándar de clasificación de suelos – Línea de Conducción

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS	
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP			
CC-1	M-1	0,00-2,00	0,2	24,6	75,2	24	15	9	19	CL	Arcilla de baja plasticidad con arena
CC-2	M-1	0,20-2,00	12,5	26,3	61,2	25	14	11	18	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
CC-3	M-1	2,20-3,00	0,1	14,5	85,4	35	19	16	25	CL	Arcilla de baja plasticidad
CC-4	M-1	0,20-2,20	0,1	14,6	85,3	23	14	9	21	CL	Arcilla de baja plasticidad
CC-5	M-1	0,30-2,00	4,0	37,0	59,0	24	14	10	19	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
TC-2	M-1	1,20-2,50	10,9	54,1	35,0	22	14	8	22	SC	Arena arcillosa
CC-6	M-1	0,50-1,00	0,0	83,5	16,5	-	NP	NP	14	SM	Arena limosa
TC-3	M-1	0,00-0,40	0,0	62,8	27,2	-	NP	NP	9	SM	Arena limosa
CC-7	M-1	0,40-1,50	14,3	64,7	21	-	NP	NP	9	SM	Arena limosa
CC-9	M-1	0,10-1,20	3,4	62,1	34,5	29	18	11	12	SC	Arena arcillosa
CC-10	M-1	1,30-2,30	16,0	50,0	34,0	22	17	5	12	SC-SM	Arena limosa arcillosa con grava
CC-11	M-1	0,20-1,20	3,3	74,1	22,6	-	NP	NP	12	SM	Arena limosa

YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 75973

CESEL S.A.
Marzo 2014

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		
CC-11	M-2	1,20-2,30	2,7	72,6	24,7	-	NP	NP	10	Arena limosa
CC-12	M-1	1,70-2,30	0,5	84,0	15,5	-	NP	NP	13	Arena limosa
TC-6	M-1	1,30-2,40	0,1	67,2	32,7	17	NP	NP	14	Arena limosa
TC-7	M-1	Corte	28,7	61,4	9,9	-	NP	NP	7	Arena pobremente gradada con limo y grava
CC-13	M-1	0,00-1,40	0,3	13,4	86,3	27	NP	NP	38	Limo
CC-14	M-1	0,90-1,80	0,0	2,2	97,8	41	23	18	32	Arcilla de baja plasticidad
Derrumbe	M-1	-	8,8	64,5	26,7	-	NP	NP	11	Arena limosa

Abreviaturas:

LL = Límite líquido; LP = Límite plástico; IP = índice de Plasticidad; C.H. = Contenido de humedad.

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Cuadro N° 3.3 Ensayos estándar de clasificación de suelos – PTAP y Reservorio N°5

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		
CP-1	M-1	1,20-2,20	0,0	6,9	93,1	33	19	14	25	Arcilla de baja plasticidad
CP-3	M-1	1,50-2,60	0,0	40,5	59,5	31	20	11	22	Arcilla arenosa de baja plasticidad
CR-4	M-1	0,20-2,50	0,0	0,3	99,7	71	31	40	34	Arcilla de alta plasticidad
CR-6	M-1	0,20-1,30	0,0	6,7	93,3	50	19	31	46	Arcilla de baja plasticidad

Abreviaturas:

LL = Límite líquido; LP = Límite plástico; IP = índice de Plasticidad; C.H. = Contenido de humedad.

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 75973

CESEL S.A.
Marzo 2014

Cuadro N° 3.4 Ensayos estándar de clasificación de suelos – Zona Urbana

Sondaje /calicata	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		
CA-1	M-1	0,00-1,20	66,3	22,1	11,6	20	14	6	31	GP - GC Grava pobremente gradada con arcilla y arena
	M-2	1,20-2,20	0,4	19,3	80,3	32	18	14	14	CL Arcilla de baja plasticidad con arena
CA-2	M-1	1,50-2,20	39,1	26,8	34,1	23	15	8	22	GC Grava arcillosa con arena
CA-3	M-1	0,60-2,00	0,0	3,9	96,1	29	16	13	25	CL Arcilla de baja plasticidad
CA-4	M-1	0,80-2,20	20,1	16,3	63,6	26	17	9	19	CL Arcilla gravosa de baja plasticidad con arena
CA-5	M-01	1,50-2,20	2,7	56,2	41,1	25	17	8	24	SC Arena arcillosa
CA-6	M-1	1,40-2,20	1,7	11,3	87,0	29	18	11	36	CL Arcilla de baja plasticidad
CA-7	M-1	0,80-2,00	10,4	43,3	46,3	22	15	7	15	SC Arena arcillosa
CA-8	M-1	0,20-2,20	0,0	2,2	97,8	40	23	17	25	CL Arcilla de baja plasticidad
CA-9	M-1	0,20-1,80	0,0	4,5	95,5	46	30	16	27	ML Limo
CA-10	M-1	1,40-2,00	17,5	9,4	73,1	36	22	14	25	CL Arcilla de baja plasticidad con grava
CA-11	M-1	1,00-2,20	69,1	20,0	10,9	22	16	6	6	GP-GM Grava pobremente graduada con arcilla y arena
CA-12	M-1	1,50-2,00	0,0	25,7	74,3	44	31	13	36	ML Limo con arena
CA-13	M-1	0,60-2,40	0,0	10,7	89,3	42	23	19	31	CL Arcilla de baja plasticidad
CA-14	M-1	1,40-2,20	2,0	21,4	76,6	40	23	17	43	CL Arcilla de baja plasticidad con arena
CA-15	M-1	0,80-2,80	0,0	5,0	95,0	52	29	23	29	MH Limo elástico
CA-16	M-1	1,20-3,00	6,4	7,1	86,5	46	28	18	27	ML Limo
CA-17	M-1	0,20-2,20	10,2	8,1	81,7	31	18	13	30	CL Arcilla de baja plasticidad con grava
CA-18	M-1	0,60-2,20	0,0	4,7	95,3	37	20	17	29	CL Arcilla de baja plasticidad
CA-19	M-1	0,60-2,20	0,9	3,7	95,4	44	23	21	33	CL Arcilla de baja plasticidad

YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 75975

CESEL S.A.
Marzo 2014

Sondaje /calicata	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación	
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		SUCS	
CA-20	M-1	0,40-1,50	0,0	9,1	90,9	45	25	20	38	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-21	M-1	0,40-2,20	0,5	9,7	89,8	47	29	18	28	ML	Limo
CA-22	M-1	0,20-2,40	0,0	14,7	85,3	44	28	16	35	ML	Limo
CA-23	M-1	0,20-2,20	0,0	5,8	94,2	50	28	22	28	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-24	M-1	0,20-2,00	0,3	9,6	90,1	37	23	14	24	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-25	M-1	0,20-1,80	0,2	16,1	83,7	46	30	16	26	ML	Limo con arena
CA-25	M-2	1,80-2,80	0,2	12,8	87,0	51	31	20	25	MH	Limo elástico
CA-26	M-1	1,20-2,20	26,8	13,2	60,0	35	21	14	20	CL	Arcilla gravosa de baja plasticidad
CA-27	M-1	0,80-2,00	3,7	26,7	69,6	31	20	11	30	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
CA-27	M-2	2,00-2,50	0,0	41,3	58,7	29	20	9	47	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
CA-28	M-1	0,40-1,80	0,0	4,6	95,4	32	19	13	18	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-28	M-2	1,80-2,40	0,0	2,8	97,2	27	16	11	17	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-29	M-1	0,20-2,50	23,0	11,2	65,8	37	23	14	24	CL	Arcilla gravosa de baja plasticidad
CA-30	M-1	0,80-1,50	0,3	17,4	82,3	26	26	0	38	ML	Limo con arena
CA-31	M-1	0,20-2,80	0,0	4,9	95,1	51	30	21	31	MH	Limo elástico
CA-32	M-1	0,20-2,20	0,2	8,1	91,7	35	21	14	27	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-33	M-1	0,40-2,20	0,0	7,4	92,6	44	24	20	31	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-34	M-1	1,20-2,00	0,8	5,9	94,1	26	15	11	29	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-35	M-1	0,60-2,20	0,0	4,0	96,0	36	22	14	22	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-36	M-1	0,20-2,20	0,0	2,6	97,4	35	19	16	23	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-37	M-1	0,20-2,60	0,0	3,3	96,7	40	23	17	24	CL	Arcilla de baja plasticidad
CA-38	M-1	1,20-2,40	0,0	16,7	83,3	36	23	13	33	CL	Arcilla de baja plasticidad con arena


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. N° 75573

CESEL S.A.
 Marzo 2014

Sondaje /calicata	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		
CA-39	M-1	0,20-2,40	0,9	11,7	87,4	48	28	20	37	ML
CA-40	M-1	1,00-3,00	0,0	0,1	99,9	43	24	19	23	CL
CA-41	M-1	0,60-3,00	0,0	0,3	99,7	51	24	27	29	CH
CA-42	M-1	0,60-3,00	0,0	8,6	91,4	39	19	20	24	CL
TA-1	M-1	0,20-2,00	1,2	23,6	75,2	26	18	8	44	CL

Abreviaturas:

LL = Límite líquido; LP = Límite plástico; IP = índice de Plasticidad; C.H. = Contenido de humedad.

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 75973

3.2 Ensayos Especiales

Se realizaron catorce (14) ensayos de Peso Volumétrico y siete (06) ensayos de Corte Directo.

a. Peso Volumétrico

El ensayo para la obtención del peso volumétrico se realizó según norma NTP 339.139/ASTM 2937.

Cuadro N°3.5 Resumen de Ensayos Peso Volumétrico

N°	Sector	Calicata	Muestra	Prof. (m)	SUCS	Densidad Húmeda Promedio (gr/cm ³)	Densidad Seca Promedio (gr/cm ³)
1	Línea de Conducción	CC-11	M-2	1,20-2,30	SM	1,71	1,55
2		TC-6	M-1	1,30-2,40	SM	1,69	1,48
3		CC-14	M-1	0,90-1,80	CL	1,67	1,26
4	Zona Urbana	CA-1	M-2	1,20-2,20	CL	1,71	1,40
5		CA-18	M-1	0,60-2,20	CL	1,69	1,31
6		CA-19	M-1	0,60-2,20	CL	1,68	1,26
7		CA-25	M-1	0,20-1,80	ML	1,62	1,28
8		CA-27	M-2	2,00-2,50	CL	1,65	1,12
9		CA-28	M-1	0,40-1,80	CL	1,66	1,41
10		CA-33	M-1	0,40-2,20	CL	1,65	1,26
11		CA-36	M-1	0,20-2,20	CL	1,65	1,34
12		CA-40	M-1	1,00-3,00	CL	1,65	1,34
13		CA-41	M-1	0,60-3,00	CH	1,69	1,30
14		CA-42	M-1	0,60-3,00	CL	1,61	1,30

b. Corte directo

El ensayo de corte directo se realizó con las muestras alteradas extraídas de las calicatas, de acuerdo a la Norma NTP 339.171/ASTM D3080, con el propósito de conocer los parámetros de resistencia (C y ϕ) del terreno de fundación de las estructuras proyectadas.

Para realizar el ensayo, la muestra se coloca en una caja de corte dividida en dos, primero se aplica una fuerza normal a la muestra, luego se aplica una fuerza de corte a la mitad superior de la caja para generar la falla en la muestra.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los seis (06) ensayos realizados:


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 75973

Cuadro N°3.6 Resumen de los Ensayos de Corte Directo

N°	Sector	Calicata	Muestra	Prof. (m)	Clasificación SUCS	c (kg/cm ²)	φ (°)
1	Línea de Conducción	CC-11	M-2	1,20 - 2,30	Arena limosa (SM)	0,07	34,6
2		CC-14	M-1	0,90 - 1,80	Arcilla de baja plasticidad (CL)	0,27	24,8
3	Zona Urbana	CA-3	M-1	0,60 - 2,00	Arcilla de baja plasticidad (CL)	0,35	25,5
4		CA-15	M-1	0,80 - 2,80	Limo elástico (MH)	0,30	23,2
5		CA-23	M-1	0,20 - 2,20	Arcilla de baja plasticidad (CL)	0,16	25,9
6		CA-35	M-1	0,60 - 2,20	Arcilla de baja plasticidad (CL)	0,15	26,6

Abreviaturas: c: cohesión φ: ángulo de fricción

c. Ensayo Triaxial

El ensayo triaxial se realizó con una muestra no disturbada extraídas de la calicata CP-3, de acuerdo a la Norma ASTM D4767, con el propósito de conocer los parámetros de resistencia del terreno de fundación en el área donde se ha proyectado la ampliación de la planta de tratamiento de agua potable (PTAP). El siguiente cuadro presenta los resultados del ensayo triaxial:

Cuadro N°3.7 Resumen del Ensayo Triaxial

N°	Sector	Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	c' (kPa)	φ' (°)	c (kPa)	φ (°)
1	PTAP	CP-3	M-1	1,50 - 2,60	Arcilla arenosa de baja plasticidad (CL)	19	35	97	12,9

Abreviaturas:

c', φ': parámetros efectivos (cohesión y fricción, respectivamente); c, φ: parámetros totales.

d. Ensayo de Consolidación

El ensayo de consolidación se realizó con una muestra no disturbada extraídas de la calicata CP-1, siguiendo la Norma ASTM D 2435, con el propósito de conocer el comportamiento de consolidación en el tiempo. El siguiente cuadro presenta los resultados del ensayo.

Cuadro N°3.8 Resumen del Ensayo de Consolidación

N°	Sector	Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	G _s	P _c (kg/cm ²)	C _c	C _s	Δe _c	Δe _s
1	PTAP	CP-1	M-1	1,20 - 2,20	Arcilla de baja plasticidad (CL)	2,58	1,634	0,116	0,021	0,115	0,037

Abreviaturas:

P_c: Presión de Pre-consolidación. C_c: Índice de Compresión. C_s: Índice de Expansión.

Δe_c: Relación de vacío inicial, etapa de compresión. Δe_s: Relación de vacíos en etapa de expansión

YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

3.3 Ensayos de Carga Puntual y Propiedades Físicas

Para determinar la resistencia de la roca intacta del basamento rocoso en sectores donde fue identificado, se realizaron ensayos de carga puntual en muestras de rocas intactas extraídas del fondo de las excavaciones.

Cuadro N°3.9 Resumen de la Carga Puntual de la Roca

N°	Sector	Sondaje	Muestra	Prof.	Resistencia a la compresión simple (MPa)		
					Máximo	Mínimo	Promedio
1	Captación	EG-1	M-1	-	64	27	47
2	Línea de Conducción	CC-6	M-2	> 1,00	15	1	8
3		CC-8	M-1	1,10 – 2,30	25	18	20
4		CC-13	M-2	>1,40	38	26	30
5	Reservorio N°5	CR-5	M-1	1,00 – 1,20	44	18	28
6		CR-6	M-2	1,30 – 1,50	62	29	39
7	Zona Urbana	CA-9	M-2	1,80 – 2,20	24	7	17

De acuerdo a los resultados, en la zona de captación, la roca es de clase R3 a R4 ($25 \leq \sigma_{ci} \leq 100$); por lo tanto, se considera roca media a dura. En la línea de conducción, la roca es de clase R2 a R3 ($5 \leq \sigma_{ci} \leq 50$), por lo tanto, se considera roca débil/blanda a media; asimismo, en la zona del reservorio, la roca es de clase R3 a R4 ($25 \leq \sigma_{ci} \leq 100$), por lo tanto, se considera roca media a dura.

Adicionalmente, se realizaron ensayos para determinar las propiedades físicas de las muestras de rocas intactas; los resultados se muestran en el cuadro siguiente.

Cuadro N°3.10 Ensayos de Propiedades Físicas de la Roca

N°	Sector	Calicata	Muestra	Prof. (m)	Gravedad Específica	Absorción (%)	Densidad (gr/cm ³)
1	Captación	EG-1	M-1	-	2,52	4,25	2,50
2	Línea de Conducción	CC-6	M-2	> 1,00	2,33	5,00	2,31
3		CC-8	M-1	1,10 – 2,30	2,42	3,45	2,40
4		CC-13	M-2	>1,40	2,33	6,39	2,33
5	Reservorio N°5	CR-5	M-1	1,00 – 1,20	2,37	5,13	2,36
6		CR-6	M-2	1,30 – 1,50	2,40	5,34	2,39
7	Zona Urbana	CA-9	M-2	1,80 – 2,20	2,26	6,89	2,25

3.4 Ensayos de Compactación

Asimismo, para estimar el grado de compactación del suelo identificado en la zona urbana, se realizaron tres (3) ensayos compactación Proctor Estándar, de acuerdo a la Norma ASTM D-698.

Cuadro N°3.11 Resumen de Ensayos de Proctor Estándar

N°	Sector	Calicata	Muestra	Prof. (m)	SUCS	Máxima Densidad Seca (gr/cm ³)	Óptimo Contenido de Humedad (%)
1	Línea de Conducción	CC-1	M-1	0,00-2,00	CL	1,836	20,20
2		CC-7	M-1	0,40-1,50	SM	1,744	13,30
3	Zona Urbana	CA-3	M-1	0,60-2,00	CL	1,659	20,70
4		CA-15	M-1	0,80-2,80	MH	1,447	29,00
5		CA-35	M-1	0,60-2,20	CL	1,648	21,40

3.5 Análisis Químicos

Para estimar el grado de agresividad química del terreno de fundación (suelo y/o roca) se ejecutó el análisis químico para determinar el contenido de pH, conductividad eléctrica, contenido de sales solubles totales, cloruros y sulfatos, en dichas muestras, bajo las normas: ASTM D 1889, ASTM D 4972, ASTM D 1293, ASTM D 512, ASTM D 516.

Cuadro N°3.12 Ensayos Químicos en Suelo y Roca

Sector	Calicata	Muestra	Prof. (m)	pH	C.E. (us/cm)	Sulfatos (mg/kg)	SST (mg/kg)	Cloruros (mg/kg)
Captación - Desarenador	CD-1	M-1	1,00 – 3,00	6,75	136	44	417	17
PTAP	CP-3	M-1	1,50 – 2,60	4,67	52	30	168	19
Reservorio N°5	CR-6	*M-2	1,30 – 1,50	8,84	107	34	231	<13**
Línea de Conducción	CC-6	M-1	0,50 – 1,00	6,27	70	43	294	17
	CC-12	M-1	1,70 – 2,30	4,82	70	55	273	<13**
	CC-13	*M-2	1,40	6,91	313	71	609	16
Zona Urbana	CA-13	M-1	0,60 – 2,40	8,12	346	78	552	<13**
	CA-19	M-1	0,60 – 2,20	4,93	212	58	498	22
	CA-38	M-1	1,20 – 2,40	7,62	420	212	804	<13**

Abreviaturas y Notas:

(*)La muestra fue clasificada como roca

(**)La unidad empleada mg/Kg es respecto al suelo y equivale a ppm.

C.E : Conductividad eléctrica

us/cm : Microsiemens/centímetro

SST : Sales Solubles Totales

mg/kg : miligramo/kilogramo = ppm


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 75973

4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo a la exploración de campo y resultados de laboratorio, se ha estimado el perfil estratigráfico en cada sector del proyecto. Ver Anexo E Planos de Investigaciones Geotécnicas.

Sector: Captación - Desarenador

En el área donde se proyecta la ampliación del desarenador, el terreno está conformado por arcilla arenosa de baja plasticidad, con presencia de bolones y bloques de roca a partir de 1,5m de profundidad; por debajo de 3,0m de profundidad, el porcentaje de bloques sub angulosos aumenta considerablemente, impidiendo la excavación. Se registró filtraciones a partir de 2,0m de profundidad; sin embargo, debido a la ubicación del río, se presume nivel freático por debajo de 3,0m de profundidad.

Se observó afloramiento rocoso en la margen izquierda del río Ñagazú, exactamente en la captación y en el extremo superior del área donde se proyecta la construcción de la nueva estructura.

Sector: Línea de Conducción: Captación - PTAP

Desde la captación hacia la PTAP, el trazo de la línea de conducción presenta 3 zonas, como se describe en el cuadro siguiente. En este sector no se identificó nivel freático.

Cuadro N°4.1 Zonificación – Línea de Conducción (Captación – PTAP)

Zona	Progresivas (km)	Descripción
Zona 1	Aprox. 0+000 – 1+100	Conformado por arcilla de baja plasticidad (CL), arenosa/ con arena, firme, ligeramente húmeda. Con presencia de bolones y bloques sub angulosos en forma aislada, y en algunos casos con mayor porcentaje a partir de 2,0m de profundidad.
Zona 2	Aprox. 1+100 – 1+200 y 1+800 – 2+700	Arena limosa (SM/SC), NP o de ligera plasticidad, con gravas y bolones sub angulosos/angulosos producto de la roca fracturada en algunos puntos; se encuentra ligeramente húmeda, suelta a densa, cuya potencia varía de 1,0 a 3,0m de profundidad, siendo mucho más densa a mayor profundidad. Se identificó un área afectada por derrumbe, con evidencias de deslizamiento, aprox. en el km 2+066, en un ancho de aproximadamente 20m. En el tramo km 2+435 – km 2+670, se identificó almacenamiento de agua sobre suelo residual, se presume afloramiento o presencia de roca fracturada por debajo de 3,0m de profundidad.
Zona 3	Aprox. 1+200 – 1+240 Y 1+340 – 1+800	Arena limosa/arcillosa (SM), NP o de ligera plasticidad, con gravas y bolones angulosos producto de la roca fracturada; se encuentra ligeramente húmeda, densa a muy densa, cuya potencia varía de hasta 1,2m de profundidad; y subyace afloramiento de roca fracturada cuya dureza varía de débil a media. Al final de la tubería colgante se identificó relleno conformado por material arenoso con bloques producto de la excavación.

Sector: Línea de Conducción: Reservorio N°5 – Ingreso a Zona Urbana

El tramo final de la conducción, desde el Reservorio N°5 hasta el ingreso de la zona urbana (Villa Rica), se ha identificado 2 zonas, como se describe en el cuadro.

Durante la exploración, se observó la tubería existente aproximadamente a 1,2m de profundidad (Referencia CC-13). En este sector no se identificó nivel freático.

Cuadro N°4.2 Zonificación – Línea de Conducción (Reservorio N°5- Zona Urbana)

Zona	Progresivas (km)	Descripción
Zona 1	Aprox. 0+000 – 0+250	Se identificó un primer estrato de suelo arcilloso (CL), húmeda, firme, con presencia de raíces, hasta 1,5m de profundidad aproximadamente, subyaciendo basamento rocoso; de acuerdo al ensayo de carga puntual, la resistencia promedio de la roca intacta es 30MPa, y se clasifica como media (R3 ($25 \leq \sigma_{ci} \leq 50$)). El basamento rocoso identificado en esta zona es similar al macizo rocoso identificado en la zona del reservorio.
Zona 2	Aprox. 0+250 – 0+620	El terreno de fundación está conformado por limo y/o arcilla de baja o nula plasticidad (ML/CL), húmeda, firme, hasta 3,0m de profundidad, aproximadamente.

Sector: Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP):

La ampliación de la planta está proyectada sobre arcilla arenosa de baja plasticidad (CL), ligeramente húmeda, blanda a firme, hasta aproximadamente 5,7m de profundidad. Asimismo, se identificó un estrato de suelo orgánico de color negro de aproximadamente 0,30 a 0,40m de espesor a 2,2m de profundidad. Se recomienda retirar dicho estrato orgánico. Se observó afloramiento de agua a 2,6m de profundidad.

Asimismo, al lado noreste de la PTAP, se ha proyectado el sedimentador, donde muy cerca se realizó una excavación, mediante el cual se infiere que el terreno está conformado por arena limosa, subyaciendo arcilla de baja plasticidad.

Finalmente, al lado sur oeste de la PTAP se ha proyectado el lecho de secado de lodos; en esta área no se tiene investigaciones, sin embargo, en base a las investigaciones (excavación y DPL) realizadas alrededor de la PTAP existente, se presume que dicha área está conformada por arena limosa/arcillosa y/o arcilla de baja plasticidad con arena, blanda a firme.

Sector: Reservorio N°5:

En este sector se identificó un primer estrato constituido por arcilla de baja plasticidad (CL), muy blanda a firme hasta aproximadamente 1,5m de profundidad, subyaciendo basamento rocoso. De acuerdo al ensayo de carga puntual, la resistencia promedio de la roca intacta del macizo varía de 28 a 39MPa, clasificando como media (R3 ($25 \leq \sigma_{ci} \leq 50$)). No se identificó nivel freático. Se recomienda cimentar el reservorio sobre basamento rocoso.

Sector: Zona Urbana:

La zona urbana, en general, está conformada por arcilla de baja plasticidad, en algunos sectores con mayor porcentaje de arena y grava; sin embargo, el material predominante es material arcilloso fino, hasta aproximadamente 2,5m de profundidad; y por debajo, presenta bolones y bloques de menor a mayor porcentaje (TM 10, 15 y 25"), en forma aislada y hasta 20% en algunos casos.

De acuerdo a las investigaciones, el terreno de la zona urbana se ha clasificado como normal para un espesor variable de 0,0 a 5,0 m de profundidad, y semi rocoso debido al mayor porcentaje de bolones/ bloques de roca o roca fracturada que presenta, por debajo de 4 y 5 m de profundidad. Ver plano CSL-132900-GT-008.

En el sector sur-oeste de la zona urbana se registró nivel freático a profundidades variables alrededor de 2,0m; sin embargo, en algunas calicatas no se registró nivel freático, donde se presume estaría por debajo de 2,5 a 3,0m.

5. ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE

De acuerdo al perfil estratigráfico descrito en la sección anterior y las dimensiones preliminares de las estructuras de cimentación de las instalaciones del proyecto, se ha estimado la profundidad de cimentación y la capacidad admisible del terreno de fundación en cada sector del proyecto.

5.1 Profundidad de Cimentación

La profundidad de cimentación mínima se ha definido, en base a las características físico-mecánicas del suelo identificado en cada sector, así como, las dimensiones de las estructuras proyectadas y los niveles de carga impuesta por éstas últimas. La profundidad de cimentación tiene la finalidad de proporcionar a la estructura de cimentación un soporte y confinamiento adecuado.

Cuadro N°5.1 Profundidad de Cimentación (Df)

Sector	Zona	Material	Df (m)
Captación - Desarenador	-	Bolones y bloques de roca sub-angulosa	> 3,0
Línea de Conducción:			
Captación – PTAP	Zona 1	Arcilla de baja plasticidad (CL)	>1,2
	Zona 2	Arena limosa/arcillosa (SM / SC)	>1,5
	Zona 3	Roca	>1,2
Reservorio N°5 – Ingreso a Z. Urbana	Zona 1	Roca	>1,5
	Zona 2	Limo/arcillosa de baja plasticidad (ML/CL) y basamento rocoso	>1,2

YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

Sector	Zona	Material	Df (m)
PTAP *Sedimentador *Lecho de secado de lodos	-	Arcilla de baja plasticidad (CL) Arena limosa (SM) /sobre arcilla de baja plasticidad (CL)	3,0
Reservorio N°5	-	Roca	>1,5
Zona Urbana	-	Arcilla de baja plasticidad con arena/arenosa (CL)	>1,5

Nota: *Estructuras proyectadas luego de la campaña de investigación.

5.2 Determinación de los Parámetros de Resistencia

Para estimar los parámetros de resistencia, se ha tomado como base los ensayos DPL realizados en campo, los ensayos especiales realizados en laboratorio (Corte Directo y ensayos en roca), así como la experiencia de trabajo en zonas con suelos de características similares. La resistencia a la penetración del ensayo DPL es un indicador de la densidad relativa de los suelos granulares y de la consistencia de los suelos cohesivos.

Los parámetros de resistencia estimados para los cálculos de la capacidad admisible del terreno de fundación en cada sector son:


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

Cuadro N° 5.2 Resumen de los Parámetros Geotécnicos

Sector	Zona	Material de Terreno de Fundación	γ (g/cm ³)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	E (Kg/cm ²)	μ
Captación / Desarenador	-	Bolones y bloques de roca sub-angulosa/con matriz arcillosa	1,9	0,00	36	600	0,15
Línea de Conducción: Captación – PTAP	Zona 1	Arcilla de baja plasticidad/con arena (CL)	1,6	0,05	20	80	0,25
	Zona 2	Arena limosa/arcillosa (SM)	1,7	0,07	32	250	0,25
	Zona 3	Roca	2,3	0,26	63,4	23 000	0,15
Línea de Conducción:	Zona 1	Roca	2,3	1,15	65,4	23 000	0,15
Reservorio N°5 – Ingreso a Zona Urbana	Zona 2	Limo/arcillosa de baja plasticidad (ML/CL)	1,6	0,20	25	50	0,25
	PTAP	Arcilla de baja plasticidad (CL)	1,6	0,20	20	60	0,25
Reservorio N°5	-	Roca	2,3	1,50	65,0	23 000	0,15
Zona Urbana	-	Arcilla de baja plasticidad / gravosa / con arena (CL)	1,65	0,20	25	80 - 250	0,25

Abreviaturas:

- γ : Peso específico
- c: Cohesión
- ϕ : Angulo de Fricción
- E: Módulo de Elasticidad
- μ : Módulo de Poisson


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 75973

5.3 Cálculo de la Capacidad Admisibile en Suelo

Los cálculos de capacidad admisibile del terreno se han realizado para una cimentación de tipo superficial.

5.3.1 Capacidad Admisibile por Resistencia

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

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

Donde:

q_u	=	capacidad última de carga
$q_{ad(1)}$	=	capacidad admisibile de carga
F_s	=	factor de seguridad = 3,00
γ	=	peso unitario del suelo
B	=	Ancho de la cimentación
L	=	Longitud de la cimentación
C	=	Cohesión
D_f	=	profundidad de cimentación
N_c, N_γ, N_q	=	parámetros de capacidad portante en función de ϕ
S_c, S_γ, S_q	=	factores de forma (Vesic, 1979),
ϕ	=	ángulo de fricción

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

Tomando en cuenta estos criterios se obtienen los siguientes resultados:


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

Cuadro N° 5.3 Cálculo de la Capacidad Admisible por Resistencia

Sector	Tramo	Estructura	Litología Material	Cimentación			Parámetros			Q _{adm} resistencia	
				Ancho B (m)	Longitud L (m)	D _t (m)	c (kg/cm ²)	φ (°)	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm1} (kg/cm ²)	
Captación	-	Desarenador	Bloques y bolones con matriz arcillosa	5,0	18,0	3,0	0,00	36,0	49,6	16,5	
				5,0	9,0	3,0	0,00	36,0	51,0	17,0	
				5,0	18,0	5,0	0,00	36,0	66,9	22,3	
				5,0	9,0	5,0	0,00	36,0	71,1	23,7	
Línea de Conducción: Captación - PTAP	Zona 1	Tubería de Conducción	Arcilla de baja plasticidad / con arena (CL)	0,5	10,0	1,2	0,05	20,0	1,1	0,4	
				0,5	10,0	2,0	0,05	20,0	1,6	0,5	
	Zona 2	Tubería de Conducción	Arena limosa / arcillosa (SM / SC)	0,5	10,0	1,2	0,07	32,0	2,9	1,0	
				0,5	10,0	2,0	0,07	32,0	4,1	1,4	
Línea de Conducción: Reservorio N°5 - Ingreso a Zona Urbana	Zona 2	-	Limo / arcillosa de baja plasticidad (ML/CL)	0,5	10,0	1,2	0,20	25,0	2,8	0,9	
				0,5	10,0	2,0	0,20	25,0	3,4	1,1	
				6,7	8,4	1,0	0,20	20,0	2,8	0,9	
				6,7	8,4	2,0	0,20	20,0	3,4	1,1	
PTAP	-	Floculador y otras estructuras próximas	Arcilla de baja plasticidad (CL)	6,7	8,4	3,0	0,20	20,0	3,9	1,3	
				4,0	6,0	1,0	0,20	20,0	2,6	0,9	
				4,0	6,0	2,0	0,20	20,0	3,2	1,1	
				4,0	6,0	3,0	0,20	20,0	3,6	1,2	

Sector	Tramo	Estructura	Litología Material	Cimentación			Parámetros		Q _{adm} resistencia	
				Ancho B (m)	Longitud L (m)	D _f (m)	c (kg/cm ²)	φ (°)	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm1} (kg/cm ²)
Zona Urbana	-	Red de agua y desagüe	Arcilla de baja plasticidad / con arena (CL)	0,5	10,0	1,5	0,20	25,0	3,1	1,0
				0,5	10,0	2,0	0,20	25,0	3,5	1,2
				0,5	10,0	2,5	0,20	25,0	3,8	1,3

Abreviaturas:

D_f: Profundidad de cimentación

c: Cohesión

φ: Ángulo de Fricción

B: Ancho de Cimentación

L: Largo de Cimentación

Q_{ult}: Capacidad Última

Q_{adm1}: Capacidad Admisible por Resistencia

Estos valores de capacidad admisible serán verificados por el asentamiento permisible.


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

CESEL S.A.
 Marzo 2014

5.3.2 Capacidad Admisible por Asentamiento

En las arenas este asentamiento muchas veces no es determinante primando la capacidad admisible por resistencia. Para la cimentación de tuberías de agua sobre arcillas blandas o duras no se ha considerado el asentamiento por consolidación como si se hizo en el análisis para la cimentación de buzones sobre arcillas dada la importancia de las estructuras y esfuerzo al cual estará sometido el suelo.

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a 2,5 cm, por el tipo de cimentación. Lambe (1994) pág. 216. Y para el caso de plateas, se considerar 2" (5,0cm),

Para el cálculo del asentamiento se ha considerado las siguientes relaciones:

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

Donde:

- S_i : Asentamiento producido en cm
- μ : Coeficiente de Poisson
- I_f : Factor de forma (cm/m)
- E_s : Módulo de elasticidad (t/m^2)
- $q_{ad} (2)$: Capacidad admisible por asentamiento (t/m^2)
- B : Ancho de la cimentación
- L : Longitud de la cimentación
- B_z : Parámetro en función de las dimensiones de la cimentación
- D_f : Profundidad de cimentación

Teniendo en cuenta la metodología del asentamiento y los parámetros considerados, se obtiene los siguientes resultados:


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

Cuadro N° 5.4 Cálculo de la Capacidad Admisible por Asentamiento

Sector	Tramo	Estructura	Litología Material	Cimentación			Parámetros		Q _{adm} asentamiento		
				Ancho B (m)	Longitud L (m)	Df (m)	E (kg/cm ²)	μ	Q _{adm} (kg/cm ²)	si(cm)	
Captación	-	Desarenador	Bloques y bolones con matriz arcillosa	5,0	18,0	3,0	600,0	0,15	3,8	4,95	
				5,0	9,0	3,0	600,0	0,15	5,1	4,99	
				5,0	18,0	5,0	600,0	0,15	3,8	4,95	
				5,0	9,0	5,0	600,0	0,15	5,1	4,99	
Línea de Conducción: Captación - PTAP	Zona 1	Tubería de Conducción	Arcilla de baja plasticidad / con arena (CL)	0,5	10,0	1,2	80,0	0,25	0,4	0,59	
				0,5	10,0	2,0	80,0	0,25	0,5	0,73	
	Zona 2	Tubería de Conducción	Arena limosa/arcillosa (SM / SC)	0,5	10,0	1,2	250,0	0,25	1,0	0,47	
				0,5	10,0	2,0	250,0	0,25	1,4	0,66	
Línea de Conducción: Reservorio N°5 - Ingreso a Zona Urbana	Zona 2	-	Limo / arcillosa de baja plasticidad (ML/CL)	0,5	10,0	1,2	50,0	0,25	0,9	2,11	
				0,5	10,0	2,0	50,0	0,25	1,0	2,34	
	PTAP	-	Floculador y Otras estructuras próximas	Arcilla de baja plasticidad (CL)	6,7	8,4	1,0	60,0	0,25	0,4	4,19
					6,7	8,4	2,0	60,0	0,25	0,4	4,19
Zona Urbana	-	Red de agua y desagüe	Arcilla de baja plasticidad / con arena (CL)	4,0	6,0	1,0	60,0	0,25	0,7	4,81	
				4,0	6,0	2,0	60,0	0,25	0,7	4,81	
				4,0	6,0	3,0	60,0	0,25	0,7	4,81	
				0,5	10,0	1,5	80,0	0,25	1,0	1,46	
				0,5	10,0	2,0	150,0	0,25	1,2	0,94	
				0,5	10,0	2,5	250,0	0,25	1,3	0,61	

CESEL S.A.
Marzo 2014

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN
H/GEOTECHNIA/08 PROYECTOS/2013/44 - 132900 Villa Rica/5 Informe Final/Rev. B/CSL-132900-GT-IT-1-001.Rev
B.doc

YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

Abreviaturas:

- Df: Profundidad de cimentación
- c: Cohesión
- ϕ : Angulo de Fricción
- B: Ancho de Cimentación
- L: Largo de Cimentación
- Qu: Capacidad Última
- q_{adm} : Capacidad Admisible por Asentamiento

De acuerdo a la NTP E050 se toma como presión admisible el menor valor que resulte de la aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por resistencia afectada por un factor de seguridad correspondiente y la presión que cause el asentamiento admisible.
En el Anexo C se presenta la hoja de cálculo de la capacidad admisible de suelos.

5.3.3 Capacidad Admisible – Consolidación Primaria

Para calcular la capacidad admisible del terreno de fundación constituido por suelo arcilloso, en el área proyectada para la ampliación del floculador, sector PTAT, se ha considerado los asentamientos inmediatos y la consolidación primaria en el tiempo, tomando como datos los resultados del análisis de consolidación unidimensional realizado en una muestra de arcilla.

Cuadro N°5.5 Cálculo de la Capacidad Admisible - P TAP

Sector	Estructura	Terreno de fundación	Cimentación			Parámetros			Capacidad Admisible		
			Ancho B (m)	Longitud L (m)	Df (m)	E (kg/cm ²)	μ	¹ Q _{adm} (kg/cm ²)	S _i (cm)	S (cm)	S _r (cm)
PTAP	Floculador	Arcilla de baja plasticidad (CL)	4,0	6,0	1,0	50,0	0,25	0,20	3,81	0,76	4,41
			6,7	8,4	1,0	50,0	0,25	0,12	3,83	0,62	4,46

Nota: Q_{adm} : Capacidad admisible, considerando la consolidación primaria e inmediata.


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

CESEL S.A.
 Marzo 2014

5.4 Cálculo de la Capacidad Admisible de la Roca

Para determinar la capacidad admisible del macizo rocoso se ha tomado en cuenta los parámetros de la roca intacta y las características del macizo identificadas en campo; se ha estimado la valoración de la calidad de la roca según Bieniawski (RMR), y la capacidad admisible en roca mediante el criterio de

a. Propiedades de la roca intacta

Las propiedades de la roca intacta (resistencia a la compresión, densidad, gravedad específica y absorción) fueron estimadas a partir de las muestras de roca extraídas de las excavaciones CR-5 y CR-6, las cuales fueron ensayadas en el laboratorio. Los resultados de dichos ensayos se muestran en los cuadros N°3.7 y 3.8. Para los cálculos se ha considerado los valores que se muestran a continuación:

Cuadro N°5.6 Parámetros de la Roca Intacta

Sector	Sondeo	Litología	Densidad (gr/cm ³)	Resistencia a la Compresión (MPa)	Descripción
Captación	EG-1	Limolita	2,50	47	Roca de dureza media
Línea de Conducción	EG-2 / CC-6	Limolita	2,30	8	Roca débil/blanda
	EG-3 / CC-8	Limolita	2,30	20	Roca débil/blanda
	EG-4 / CC-13	Limolita	2,30	30	Roca de dureza media
Reservorio N°5	CR-5 y CR-6	Limolita	2,30	28 y 39	Roca de dureza media
Zona Urbana	EG-6 / CA-9	Limolita	2,20	17	Roca débil

b. Sistema Rock Mass Rating (RMR)

Este sistema de clasificación fue desarrollado por el profesor Z. T. Bieniawski en el Consejo Sudafricano para la investigación Científica e Industrial (CSIR) en 1973, fue actualizado en los años de 1979 y 1989. Esta clasificación tiene considera 6 parámetros básicos, cada una de ellas están subdivididos en rangos de aplicaciones con sus puntuaciones respectivas, estos son:

- Resistencia de la Roca Intacta (σ_{ci})
- Valor de la Calidad de la Roca (RQD)
- Espaciamiento de discontinuidades
- Condición de las discontinuidades
- Condición de Agua Subterránea
- Ajuste por orientación de las discontinuidades

Para la valoración del RMR, se ha considerado una resistencia a la compresión de la roca intacta de 28MPa y un valor de RQD de 50%. De acuerdo a la clasificación, se ha obtenido un RMR como se muestra en el cuadro siguiente:

Cuadro N°5.7 Valoración del Macizo Rocoso (RMR)

Sector		Litología	RMR Básico	RMR Ajustado	RMR 89	Clase	*Descripción
Captación	EG-1	Limolita	52	45	52	III	Regular
Línea de Conducción	EG-2 / CC-6	Limolita	38	31	43	IV-III	Mala -Regular
	EG-3 / CC-8	Limolita	46	39	46	III	Regular
	EG-4 / CC-13	Limolita	46	39	46	III	Regular
Reservorio N°5	EG-5 / CR-5	Limolita	41	34	46	III	Regular
Zona Urbana	EG-6 / CA-9	Limolita	41	39	46	III	Regular

Notas:

*Según clasificación de Bieniawski – RMR.

c. Parámetros de resistencia del macizo rocoso

El criterio original de Hoek y Brown, actualmente el de mayor aplicación, fue desarrollado en 1980 y está orientado a explicar el comportamiento previo a la rotura de todo tipo de rocas. Este criterio es totalmente empírico, pero se basa en la amplia experiencia de los autores en numerosos proyectos.

El criterio generalizado de Hoek-Brown es el que reúne todas las modificaciones en su formulación desde su origen y hasta el año 2002, Este criterio es expresado en términos de los esfuerzos efectivos principales mayor y menor, y la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa. En su revisión más moderna, responde a la expresión:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \times \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde:

σ_1' y σ_3' = Esfuerzos efectivos principales mayor y menor respectivamente.

σ_{ci} = Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa.

m_b = Parámetro relacionado con la naturaleza friccionante del macizo rocoso.

s, a = Constantes que dependen de la naturaleza del macizo rocoso.

Los parámetros m_b , s y a del macizo rocoso han sido determinados mediante las siguientes expresiones:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right), \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right), \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(\exp^{-GSI/15} - \exp^{-20/3} \right)$$

Donde:

m_i = Es un parámetro dependiente de la litología de la roca. Éste se ha obtenido de los valores propuestos por Hoek et. al 1998.

GSI = Índice de Resistencia Geológica.
D = Factor de Perturbación.

La resistencia a la compresión de la matriz rocosa (σ_{ci}) se ha determinado en base a los ensayos de laboratorio.

El GSI se determina en función a las características estructurales del macizo rocoso (trabazón, perturbación y sistemas de discontinuidades) y características de las discontinuidades (rugosidad, relleno, persistencia, alteración, etc.), y el valor de "D" tiene en cuenta los efectos debido a los procesos de detonación en las operaciones de excavación y alivio de tensiones. Los valores del GSI varían de 0 a 100 y los de D varían de 0 (no perturbado) a 1 (perturbado). La constante m_i es determinada a través de ensayos de compresión triaxial. Valores referenciales de algunos tipos de roca fueron publicados en la literatura Hoek y Brown (1997) y Hoek, Marinos y Benissi (1998), Hoek y Marinos (2000), y Marinos y Hoek (2000).

- **Determinación de la constante m_i de la matriz de roca**

Para la determinación de m_i se han utilizado las tablas sugeridas por Hoek y Brown (1997) y Hoek, Marinos y Benissi (1998), Hoek y Marinos (2000), y Marinos y Hoek (2000). Los valores adoptados corresponden a rocas tipo limolita.

- **Índice geológico de resistencia GSI**

La determinación del índice GSI se realizó sobre la base de las tablas mostradas en la Figura N° 5.1. En el Cuadro N°5.8 se presentan los resultados asumidos y otros parámetros de entrada para acceder al criterio de resistencia de Hoek-Brown en zonas donde se ha identificado afloramiento rocoso.

Figura N° 5.1 Índice geológico de resistencia GSI

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA EVALUAR SU RESISTENCIA		CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES				
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		ESPERA LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES				
<p>FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKS) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>		FBMB	FB/0	FBR	FB/M	FB/AM
	<p>FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKS) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES, CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>	FF/MD	FF/0	FF/R	FF/M	FF/AM
	<p>FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKS DISTURBED) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES, CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>	FB/MD	FB/0	FB/R	FB/M	FB/AM
	<p>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES, CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>	D/MD	D/0	D/R	D/M	D/AM

ÍNDICE GEOLOGICO DE RESISTENCIA		CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES				
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		ESPERA LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES				
<p>FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKS) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>		100	70	50	30	10
	<p>FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKS) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES, CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>	80	50	30	10	0
	<p>FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKS DISTURBED) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES, CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>	60	40	20	10	0
	<p>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED) MACIZO ROCA CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES, CON UN PATRÓN DE FRACASURAS Y/O DESTRUCIONES DE BLOQUES EN DIFERENTES DIRECCIONES.</p>	40	20	10	0	0

Cuadro N° 5.8 Parámetros de Entrada al Criterio de Resistencia de Hoek Brown

Sector	Sondeo	Litología	σ_{ci} (Mpa)	mi	GSI	MR*	D**
Captación	EG-1	Limolita	47	9	47	350	0
Línea de Conducción	EG-2 / CC-6	Limolita	8	9	38	350	0
	EG-3 / CC-8	Limolita	20	9	41	350	0
	EG-4 / CC-13	Limolita	30	9	41	350	0
Reservorio N°5	EG-5 / CR-5 y 6	Limolita	39	9	41	350	0
Zona urbana	EG-6 / CA-9	Limolita	17	9	41	350	0

Notas:

- *MR : Relación modular, asumido sobre la base de las sugerencias de Hoek y Diederichs (2006).
 **D : Factor de perturbación del macizo rocoso, Hoek et al. (2002).

d. Criterio de Deformación de Macizos Rocosos

Basándose en la clasificación geomecánica, varios autores han propuesto criterios empíricos para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso, tales como, Bieniawski (1978), Serafim y Pereira (1983), Kulhawy y Goodman (1980), Hoek (1995), Grimstad y Barton (1993), Gokceoglu et al. (2003), etc. Recientemente, en base a una revisión de varios criterios, resultados de ensayos in situ en China y Taiwán, Hoek y Diederichs (2006) propusieron una relación para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso (E_m) en función del GSI, módulo de elasticidad de la roca intacta (E_i) y el grado de perturbación del macizo (D) por causa de la detonación de las voladuras y alivio de tensiones. La relación se expresa por:

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

El detalle de la estimación de los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso es presentado en el Anexo C "Capacidad Admisible".

e. Capacidad admisible en el macizo rocoso

Para estimar la carga admisible del macizo rocoso se han empleado criterios que llevan en cuenta las características de la matriz rocosa y del macizo rocoso en general. Dichos criterios se describen a continuación.

- Criterio de Hoek et al. (2002)

Según Hoek et al. (2002) el inicio de la rotura en el contorno de la excavación se produce cuando los esfuerzos inducidos por la excavación sobrepasan la resistencia del macizo. Esta resistencia es dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_{cm}^i = \sigma_{ci} \cdot S^a$$

No en tanto, cuando es necesario evaluar la rotura global del macizo rocoso, antes que el inicio de la ruptura del mismo, como es el caso de los pilares, entonces la resistencia es dada por:

$$\sigma_{cm}' = \sigma_{cj} \cdot \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Dónde:

σ_{cm}' = Resistencia a la compresión del macizo rocoso

- **Criterio AASHTO (1996)**

La carga admisible del macizo rocoso mediante el criterio de AASHTO (1996) es estimada en función de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. En los cuadros siguientes se presenta el resumen de los valores de la carga admisible del macizo rocoso para el área donde se ha identificado basamento rocoso, dichos valores han sido determinados utilizando el criterio de falla generalizada de Hoek-Brown.

En el Cuadro N°5.9 se muestra en resumen los valores de capacidad admisible en roca estimados para el área del Reservorio N°5 proyectado.

Cuadro N° 5.9 Capacidad de carga admisible del macizo rocoso

Sector	Zona	Litología	*Df (m)	E _m (Mpa)	Parámetros Hoek & Brown			Parámetros de Resistencia Cortante		Q _{adm} (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)
					m _b	S	a	c' _m (kg/cm ²)	φ' _m (°)		
Captación	-	Limolita	-	2 262	1 356	0,002770	0,507	2,92	59,7	13,3	15,7
Línea de Conducción: Captación - PTAP	Zona 3	Limolita	0,5	2 262	0,983	0,001019	0,513	0,26	63,4	1,2	2,7
		Limolita	0,5	2 262	1,094	0,001422	0,511	0,77	65,0	3,6	6,7
Línea de Conducción: Reservorio N°5 - Ingreso a Zona Urbana	Zona 1	Limolita	0,5	2 262	1,094	0,001422	0,511	1,15	65,4	5,4	10,0
Reservorio N°5	-	Limolita	1,0	2 262	1,094	0,001422	0,511	1,50	65,0	7,0	13,0
Zona Urbana	-	Limolita	0,5	2 262	1,094	0,001422	0,511	0,66	64,8	3,1	5,7

Abreviaturas:

*Df : Profundidad de desplante, por debajo del macizo rocoso.
 E_m : Módulo de elasticidad.
 m_b : Parámetro relacionado con la naturaleza friccionante del macizo rocoso.
 s y a : Constantes que dependen de la naturaleza del macizo rocoso
 c' : Cohesión del macizo rocoso.
 φ' : Ángulo de fricción.
 Q_{adm} : Capacidad admisible del macizo rocoso.
 τ : Adherencia con el concreto (Littlejohn y Bruce 1975)


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

5.5 Condición Química del Terreno de Fundación

De acuerdo a los resultados del análisis químico en muestras de suelo, los cuales se presentan en el Cuadro N°3.12, se ha determinado si cumplen los límites permisibles recomendados por el Comité ACI 318-2005 (Cuadro N°5.10), o valores recopilados que muestran las cantidades en partes por millón (p.p.m) de sulfatos, cloruros y sales solubles totales; así como, el grado de alteración y consecuencias del ataque a las armaduras y al concreto, recomendando su protección ante dicho ataque.

Cuadro N° 5.10 Elementos nocivos para la cimentación

Presencia de:	p.p.m.	Grado de Alteración	Consecuencia
*Sulfatos	0 – 1 000	Leve	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
	1 000 – 2 000	Moderado	
	2 000 - 20 000	Severo	
	> 20 000	Muy Severo	
**Cloruros	> 6 000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
**Sales Soluble Totales	> 15 000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

Notas: * Comité ACI 318-2005. ** Experiencia existente

Los niveles de sulfato, sales y cloruros en las muestras de suelo y roca son mínimos; de acuerdo al Cuadro N°5.10 y la Norma Técnica de Edificaciones E060, el grado de ataque por la presencia de sulfatos es leve; por lo tanto, se recomienda el uso de cemento tipo I. No es necesario proteger la cimentación ante el ataque de sales solubles y cloruros.

6. SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO

En el territorio peruano se han establecido tres zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características, de acuerdo a la mayor o menor ocurrencia de los sismos.

Según los *Mapas de Zonificación Sísmica del Perú*, norma Sismo – Resistente E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones, el área del proyecto (ubicado en el departamento de Pasco) se encuentra comprendida en la ZONA 2, a la cual le corresponde un factor de zona $Z = 0,3$. Los parámetros y/o factores del sitio para el análisis sismorresistente del área de estudio son:

Cuadro N° 6.1 Parámetros Sísmicos

Sector	Factor de Zona "Z"	Tipo de Perfil S_1	T_p	S
Captación	0,3	S_2	0,6	1,2
Línea de Conducción		S_2	0,6	1,2
PTAP		S_3	0,9	1,4
Reservorio N°5		S_1	0,4	1,0

ELABORACIÓN DE EXPEDIENTE TÉCNICO: "RECONSTRUCCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE SANEAMIENTO DE LA CIUDAD DE VILLA RICA – OXAPAMPA – REGION PASCO"

Sector	Factor de Zona "Z"	Tipo de Perfil S_i	T_p	S
Zona Urbana		S_2	0,6	1,2

Abreviaturas:

T_p : Período predominante del espectro para cada tipo de suelo

S : Factor de amplificación del suelo


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El área de estudio comprende los siguientes sectores: captación donde donde existe un desarenador, el mejoramiento de la línea de conducción desde la captación hasta la PTAP y desde el Reservorio N°5 proyectado hasta el ingreso a la zona urbana, la ampliación de la PTAP y otras estructuras (sedimentador y lecho de secado de lodos), el área proyectada para el reservorio N°5 y las redes de agua y desagüe en la zona urbana.
- El área de estudio se ubica en el distrito de Villa Rica, provincia de Oxapampa, departamento de Pasco, donde se aprecia afloramientos rocosos de origen sedimentario constituido por limolitas.
- Como parte de las labores de verificación se realizó una inspección de todos los sectores del proyecto y se ejecutaron ensayos DPL y excavaciones de calicatas con extracción de muestras de suelo y roca.
- Sobre la base de la inspección de campo, registros de calicatas y resultados de los ensayos de laboratorio, se ha realizado la zonificación del área del proyecto en función al material predominante a nivel de fundación.

Resumen de Zonificación

Sector	Zona	Material Predominante
Captación y Pre-sedimentador	-	Bolones y bloques de roca sub-angulosa
Captación – PTAP	Zona 1	Arcilla de baja plasticidad (CL)
	Zona 2	Arena limosa/arcillosa (SM / SC)
	Zona 3	*SM / Roca
Reservorio N°5 – a Z. Urbana	Zona 1	*CL / Roca
	Zona 2	Limo/arcillosa de baja plasticidad (ML/CL), sobre basamento rocoso
PTAP y otras estructuras ¹	-	Arcilla de baja plasticidad (CL)
Reservorio N°5	-	Roca
Zona Urbana	-	Arcilla de baja plasticidad con arena/arenosa (CL)

Nota:

*Suelo superficial (CL o SM) variable de hasta 1,5m de profundidad, sobre basamento rocoso.

¹Sedimentador y lecho de secado de lodos.


 YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 79973

Captación - Desarenador:

- El desarenador se ubica en un sector donde se tiene una capa superficial de material arcilloso hasta 1,5m de profundidad; por debajo, se ha identificado bloques y bolones, aumentando su porcentaje y tamaño (bloques $TM > 12''$) a 3,0m de profundidad. Se ha estimado una capacidad admisible en el orden de $3,5 \text{ kg/cm}^2$, considerando una losa de $B=5,0$ y $L=18,0$ m y una profundidad de cimentación $D_f=3,0$ m.
- En la margen izquierda del río Ñagazú, se ha identificado macizo rocoso de Clase III con RMR de 52.

Línea de Conducción: Tramo Captación - PTAP

- En el km 2+056, se ha identificado un tramo de 10 m de derrumbe, se ha estimado un espesor de material suelto de hasta 3,5m.
- En este sector se han definido 3 zonas con valores de capacidad admisible variable según se indica en el siguiente cuadro:

Capacidad Admisible – Línea de Conducción 1

Sector	Zona	Material Predominante	Q_{adm} (kg/cm ²)
Captación – PTAP	Zona 1	Arcilla de baja plasticidad (CL)	0,4 a 0,5
	Zona 2	Arena limosa/arcillosa (SM / SC)	1,0 a 1,4
	Zona 3	* Roca	3,6

Nota: *Suelo superficial (SM/SC) variable de hasta 1,2m de profundidad, sobre basamento rocoso.

- Al final del trazo de la conducción se identificó una zona inundada comprendida entre el km 2+435 y km 2+670, con un tirante de agua de hasta 0,5 m; el terreno de fundación está constituido por arena limosa suelta a medianamente densa, hasta 3,0 m de profundidad aproximada, donde se presumen la presencia de roca fracturada.
- Al final de la tubería colgante se identificó relleno conformado por material arenoso con bloques producto de la excavación.

Línea de Conducción: Tramo Reservorio N°5 – Ingreso a Zona Urbana

- En este sector se han definido dos zonas: la primera donde predomina una capa de arcilla superficial que cubre al macizo rocoso; y en la segunda zona donde se tiene material limo arcilloso hasta 2,0 m de profundidad aproximadamente. Los valores de capacidad admisible se presentan en el siguiente cuadro:


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

Capacidad Admisible – Línea de Conducción 2

Sector	Zona	Material Predominante	Q _{adm} (kg/cm ²)
Reservorio N°5 – a Zona Urbana	Zona 1	* Roca	5,4
	Zona 2	Limo/arcillosa de baja plasticidad (ML/CL)	0,9 a 1,0

Nota: *Suelo (CL) superficial variable de hasta 1,5m de profundidad, sobre basamento rocoso.

- En la zona 1 el macizo rocoso presenta un RMR de 46, similar al tipo de roca identificado en el área del Reservorio N°5.

Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP)

- La ampliación de la PTAP está proyectada sobre suelo arcillo arenoso (CL), con un espesor aproximado es 5,7m y cuya compacidad aumenta con la profundidad.

Se ha estimado una capacidad admisible de 0,3 kg/cm² y 0,5 kg/cm² para una losa ancho B=6,7 m y B=4 respectivamente, para una profundidad de cimentación de de hasta 2,0 m. Se espera un asentamiento total (inmediato y primario) de 4,7cm.

En este sector se ha identificado lentes de material orgánico de color negro a 2,2m de profundidad, el cual se recomienda eliminar.

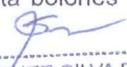
- Adicionalmente, se ha proyectado un desarenador y un lecho de secado de lodos en los alrededores de este sector; por lo tanto, el terreno de fundación para dichas estructuras es similar; sin embargo, se recomienda una verificación antes de la construcción.

Reservorio N°5

- El reservorio está proyectado sobre una ladera conformado por un estrato de suelo arcilloso (CL), muy blando a firme, hasta 1,5m de profundidad, donde subyace basamento rocoso (RMR = 43, clase III, regular)
- Se recomienda cimentar el reservorio sobre basamento rocoso, cuya capacidad admisible está en el orden de 7,0kg/cm².
- Se recomienda taludes de corte permanente de 1H:6V sobre basamento rocoso, para alturas menores a 10 m.

Zona Urbana

- Las redes de agua y desagüe y colectores en general, se han proyectado sobre suelo arcilloso de baja plasticidad, en algunos sectores con mayor porcentaje de arena y grava; sin embargo el material predominante es material arcilloso fino, hasta aproximadamente 2,5m de profundidad; y por debajo, presenta bolones y bloques de


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL

Reg. CIP N° 79973

CESEL S.A.
Marzo 2014

menor a mayor porcentaje (TM 10, 15 y 25"), en forma aislada y hasta 20% en algunos casos.

- De acuerdo a las investigaciones, el terreno de la zona urbana se ha clasificado como normal para un espesor variable de 0,0 a 5,0 m de profundidad, y semi rocoso debido al mayor porcentaje de bolones/ bloques de roca o roca fracturada que presenta, por debajo de 4 y 5 m de profundidad.
- En el sector sur-oeste de la zona urbana se registró nivel freático a profundidades variables alrededor de 2,0m; sin embargo, en algunas calicatas no se registró nivel freático, donde se presume estaría por debajo de 2,5 a 3,0m.
- La capacidad admisible en este sector está en el orden de 1,0 a 1,3kg/cm², para profundidades de cimentación entre 1,5 y 2,5m.
- El material de la excavación puede ser utilizado como relleno controlado, compactándolo al 95% de la MDS=1,65gr/cm³ y para un OCH=21%.
- Para terrenos firmes y naturales, las excavaciones en este sector se deberán realizar con un ángulo de inclinación (talud de corte temporal) igual a 80° hasta 2,5 m de profundidad; y para profundidades mayores, se deberá utilizar un sistema de sostenimiento y mantener la excavación superior libre, con un ángulo de inclinación (temporal) igual a 45°. Y para excavaciones en zonas de relleno, se deberá utilizar un sistema de sostenimiento a lo largo de la excavación y/o un ángulo de inclinación (temporal) menor o igual a 35°.

En general:

- El material de excavación de la línea de conducción (Captación - PTAP) puede ser utilizado como relleno estructural para el cual debe ser colocado mediante compactación hasta alcanzar el 95% del ensayo de proctor modificado(ver Cuadro 3.11)
- De acuerdo a los resultados del análisis químico, el grado de ataque por la presencia de sulfatos es leve; por lo tanto, se recomienda el uso de cemento tipo I. No es necesario proteger la cimentación ante el ataque de sales solubles y cloruros.
- Los parámetros sísmicos y/o factores del sitio, de acuerdo a la norma E030 son:

Parámetros y/o factores del sitio para análisis sismorresistente

Sector	Factor de Zona "Z"	Tipo de Perfil S _i	T _p	S
Captación	0,3	S ₂	0,6	1,2
Línea de Conducción		S ₂	0,6	1,2
PTAP		S ₃	0,9	1,4

ELABORACIÓN DE EXPEDIENTE TÉCNICO: "RECONSTRUCCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE SANEAMIENTO DE LA CIUDAD DE VILLA RICA – OXAPAMPA – REGION PASCO"

Sector	Factor de Zona "Z"	Tipo de Perfil S_1	T_p	S
Reservorio N°5		S_1	0,4	1,0
Zona Urbana		S_2	0,6	1,2

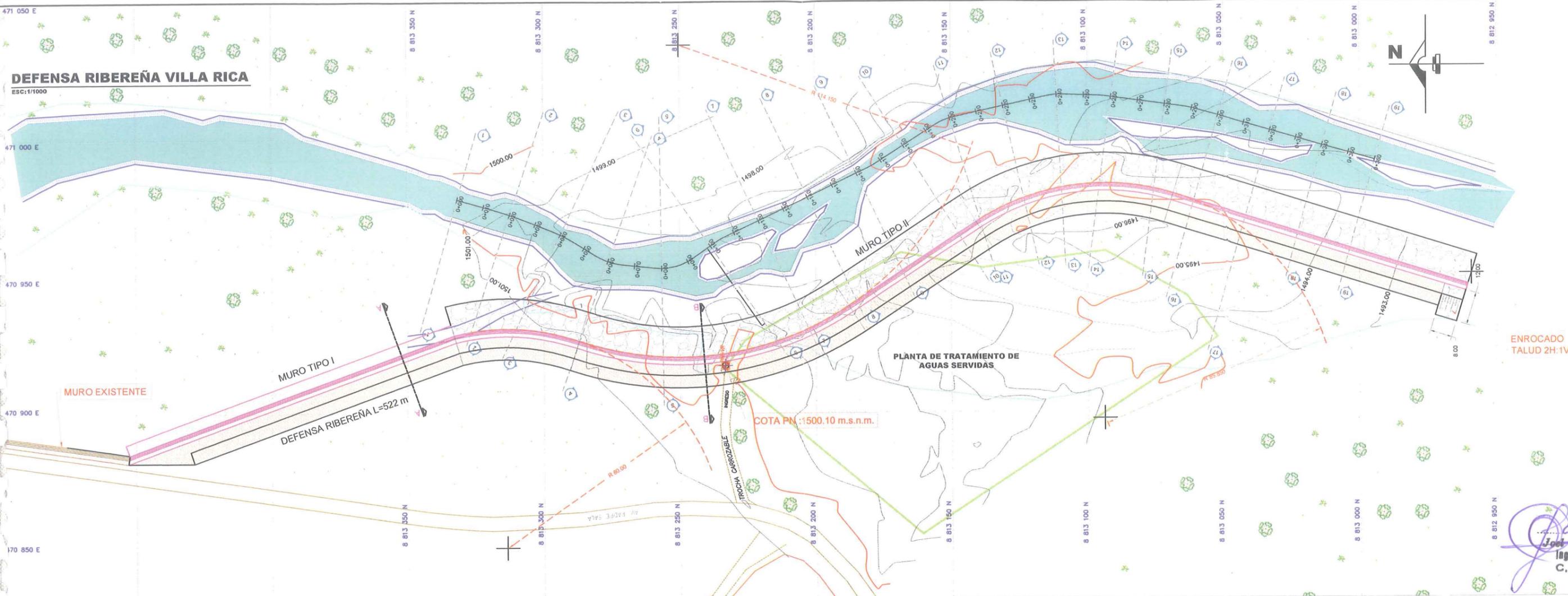
Abreviaturas:

T_p : Período predominante del espectro para cada tipo de suelo
S : Factor de amplificación del suelo


YESIL YOTNER SILVA ESPINOZA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 79973

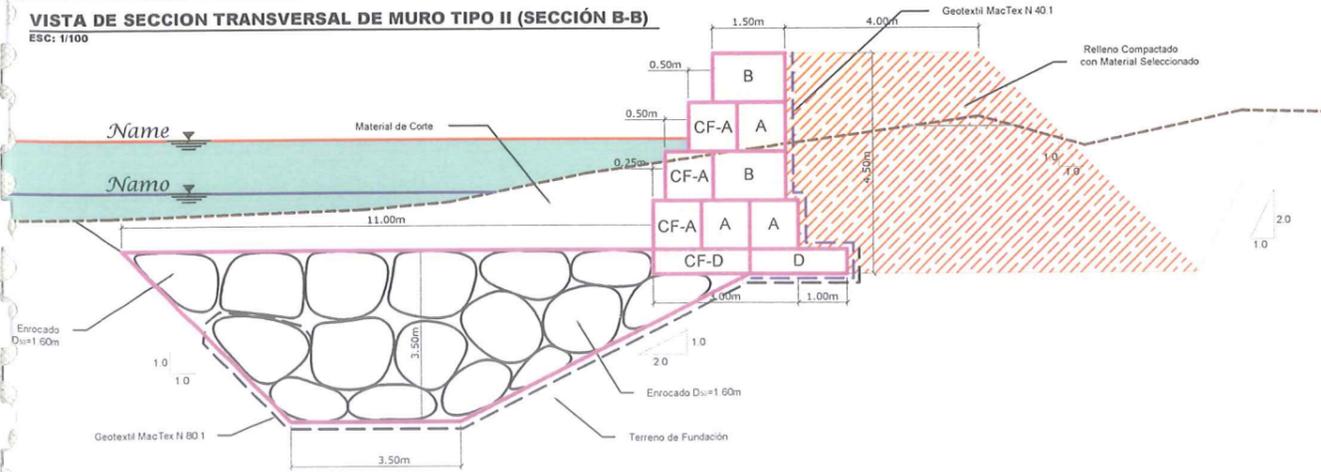
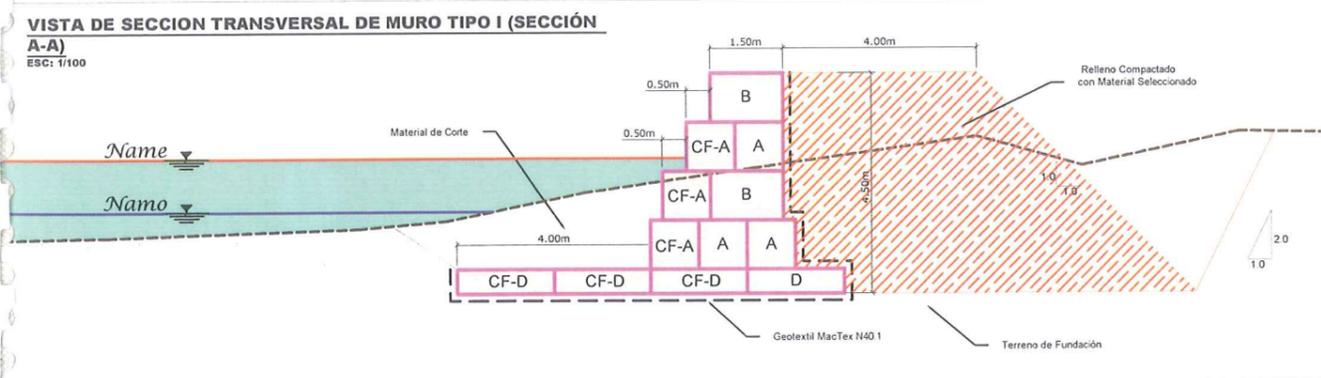
REFERENCIAS

- Alva Hurtado J. (1992), "Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capítulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima.
- Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
- Vesic A. (1973), "Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales", JSMFED, ASCE, Vol. 99.
- Reglamento Nacional de Construcciones (1997)", "Norma Técnica de Edificaciones E-30- Diseño Sismorresistente", Lima - Perú.
- Reglamento Nacional de Cimentaciones (1997), "Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones", Lima- Perú.
- INGEMMET (1994), "Geología del Cuadrángulo de Talara", (Hoja 10-a), Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico



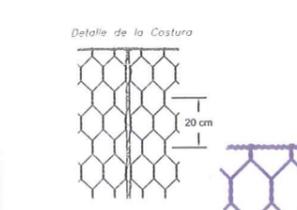
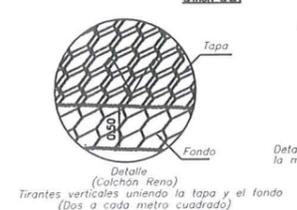
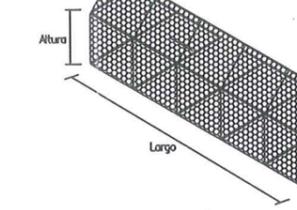
ENROCADO TALUD 2H:1V

Joel Ore Iwanaga
 Ingeniero Civil
 C.I.P. 54060



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESC: 5/16



GEOTEXTIL MACTEX N 40.1		
Propiedades	Unidad	Valor
Resistencia a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	%	>50
Resistencia al Punzamiento	N	400
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s-1	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

GEOTEXTIL MACTEX N 80.1		
Propiedades	Unidad	Valor
Resistencia a la Tracción	N	1330
Elongación a la Tracción	%	>50
Resistencia al Punzamiento	N	780
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	N	511
Permeabilidad	s-1	1.00
Tamaño de abertura aparente	mm	0.150

Gaviones tipo caja fuerte son confeccionados en malla hexagonal de doble torsión, tipo 10x12, a partir de alambres de acero BCC (Bajo Contenido de Carbono) revestidos con aleación Galvan (Zn - 5Al - 1M), conforme la ASTM Tierras Raras - ASTM 856-98), en el diámetro de 2.70 mm para los paños que conforman la base, pared posterior, tapa respectivamente y diámetro de 3.40mm para los paños que conforman la pared frontal y una de las paredes laterales. Los gaviones tipo caja fuerte presentan diafragmas insertados de metro en metro durante el proceso de fabricación y son acompañados del alambre del mismo tipo, para las operaciones de amarrar y atirantado, con diámetro de 2.20 mm y en la proporción de 9% sobre el peso de los gaviones con 1,00 m de altura y de 7% para los de 0,50 m de altura.

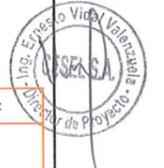
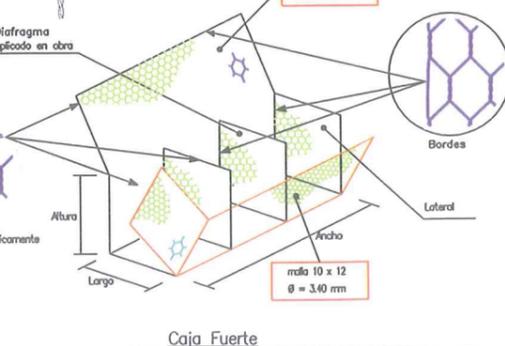
Gaviones tipo caja confeccionados en malla hexagonal de doble torsión, tipo 10x12, a partir de alambres de acero BCC (Bajo Contenido de Carbono) revestidos con aleación Galvan (Zn - 5Al - 1M), conforme la ASTM Tierras Raras - ASTM 856-98), en el diámetro de 2.40 mm. Los gaviones tipo caja presentan diafragmas insertados de metro en metro durante el proceso de fabricación y son acompañados del alambre del mismo tipo, para las operaciones de amarrar y atirantado, con diámetro de 2.20 mm y en la proporción de 9% sobre el peso de los gaviones con 1,00 m de altura y de 7% para los de 0,50 m de altura.

Tabla de Medidas Standard Gavión Caja y Colchón Reno

TIPO	L (m)	A (m)	H (m)	TIPO DE MALLA	DIAMETRO DEL ALAMBRE
Colchón Tipo A	5.0	1.0	1.0	10 X 12cm	Ø 2.4mm
Colchón Tipo B	5.0	1.5	1.0		
Colchón Tipo C	5.0	1.0	0.5		
Colchón Tipo D	5.0	2.0	0.5		

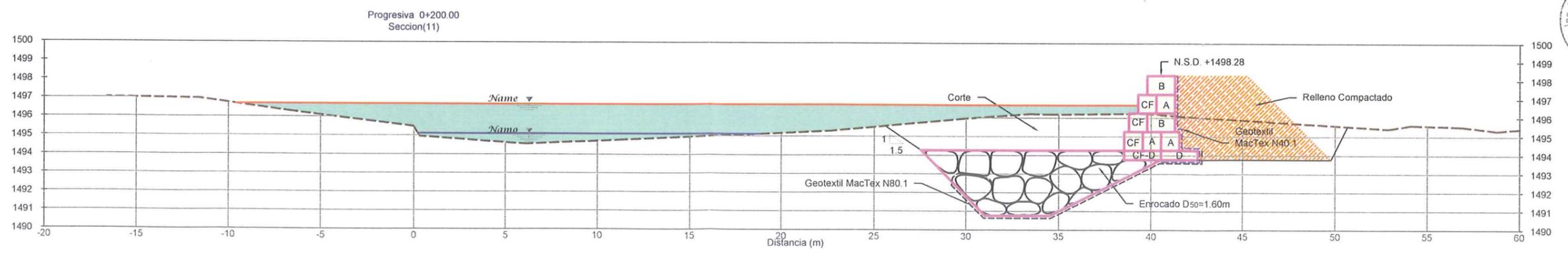
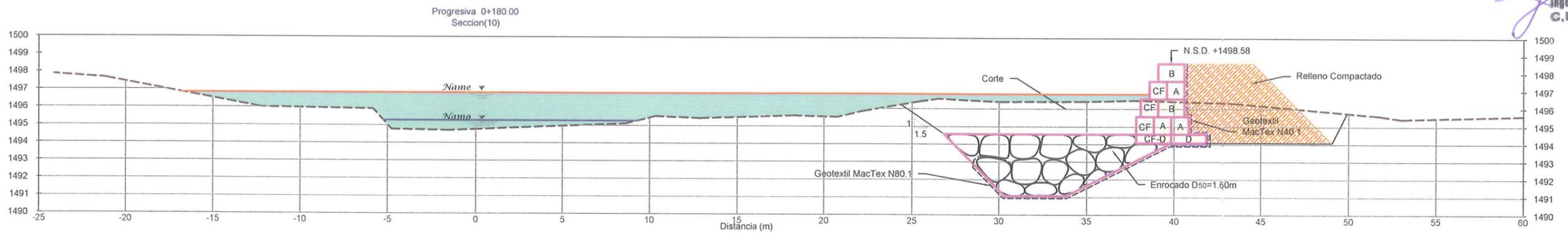
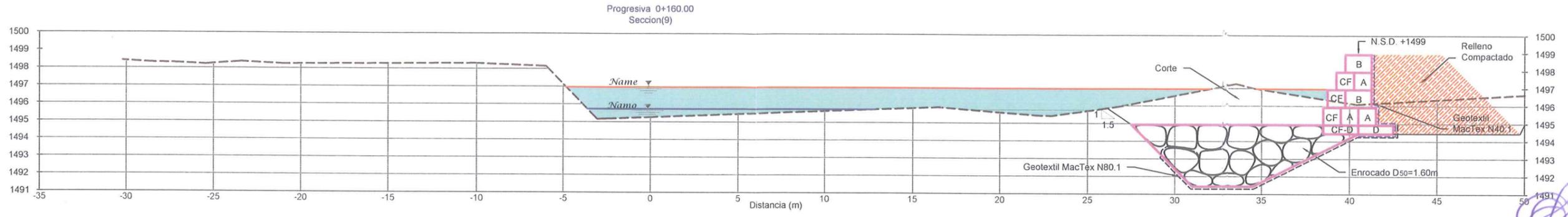
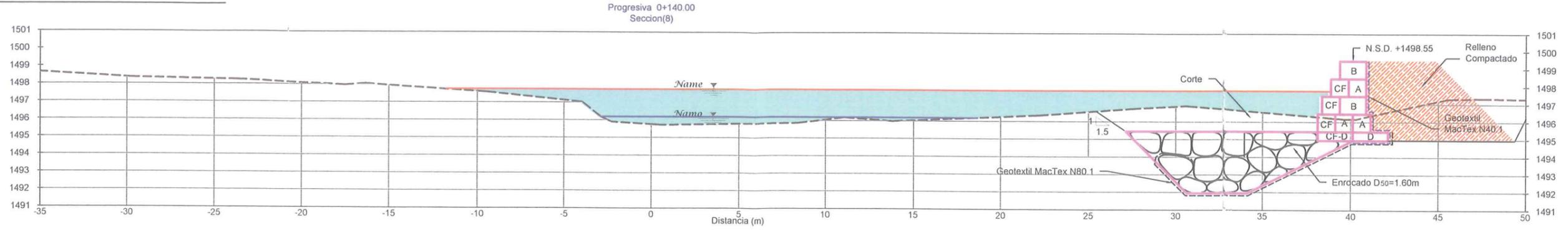
Tabla de Medidas Standard Gavión Caja Fuerte y Colchón Reno Fuerte

TIPO	L (m)	A (m)	H (m)	TIPO DE MALLA	DIAMETRO DEL ALAMBRE
Colchón Tipo CF-A	5.0	1.0	1.0	10 X 12cm	Ø 2.7mm
Colchón Tipo CF-B	5.0	1.5	1.0		
Colchón Tipo CF-D	5.0	2.0	0.5		



PROYECTISTA:	BANCO DE CREDITO DEL PERU	PROYECTO:	DEFENSA RIBEREÑA-VILLA RICA	CLIENTE:	JOEL ORE I.	FECHA:	02-08-13
	CEBEL	PLANO - PLANTA		CLIENTE:	V.A.O.	FECHA:	02-08-13
UBICACION:	PASCO	FECHA:	02-08-13	PROYECTISTA:	JULIO C. ELIAS G.	FECHA:	07-08-13
Y DEL PLANO:	1/5	FECHA:	02-08-13	PROYECTO:	DEFENSA RIBEREÑA VILLA RICA		

PLANO DE SECCIONES KM 0+140 @ 0+200
 ESC:1/200



Joel Ore Iwanaga
 Ingeniero Civil
 C.I.P. 54060

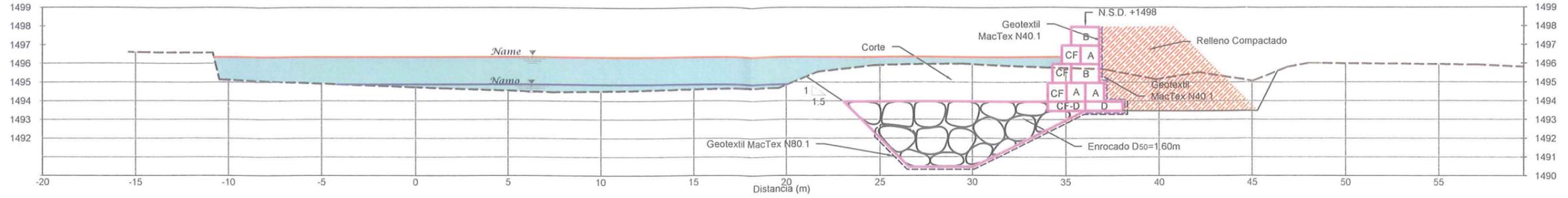


<p>BANCO DE CREDITO DEL PERU</p>	PROYECTO: DEFENZA RBEREÑA-VILLA RICA	DISEÑO: JOEL ORE I. O.P. 54000	FECHA: 02-08-13
	CLIENTE:	DIBUJO: V.A.O.	FECHA: 02-08-13
PROYECTISTA:	PLANO: PLANO - SECCIONES	REVISOR: JULIO C. ELIAS G. O.P. 53443	FECHA: 07-08-13
UBICACIÓN: PASCO	CODIGO:	ARCHIVO: DEFENZA RIBEREÑA VILLA RICA	
N° DEL PLANO: 3/5	ESCALA: INDICADO	FECHA: 02-08-13	REM. No: 0

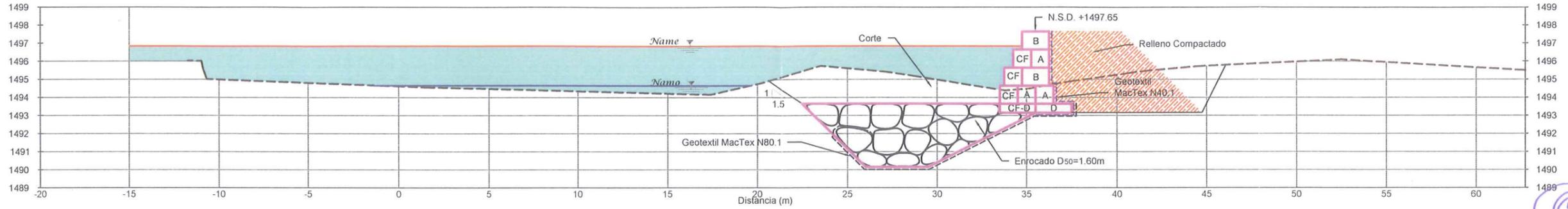
PLANO DE SECCIONES KM 0+220 @ 0+280

SC:1/250

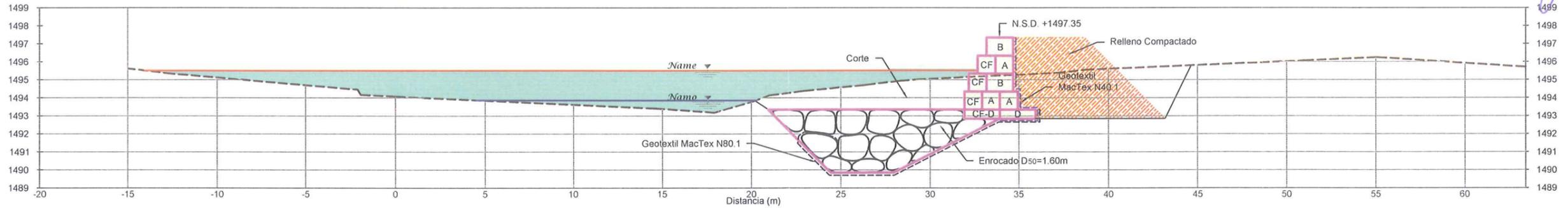
Progresiva 0+220.00
Seccion(12)



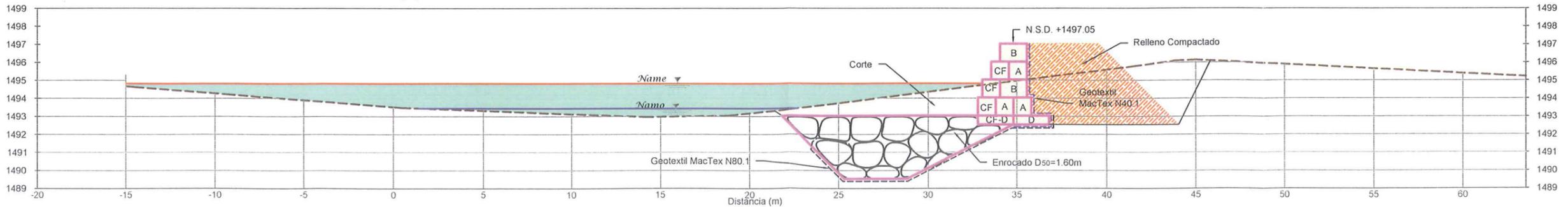
Progresiva 0+240.00
Seccion(13)



Progresiva 0+260.00
Seccion(14)



Progresiva 0+280.00
Seccion(15)



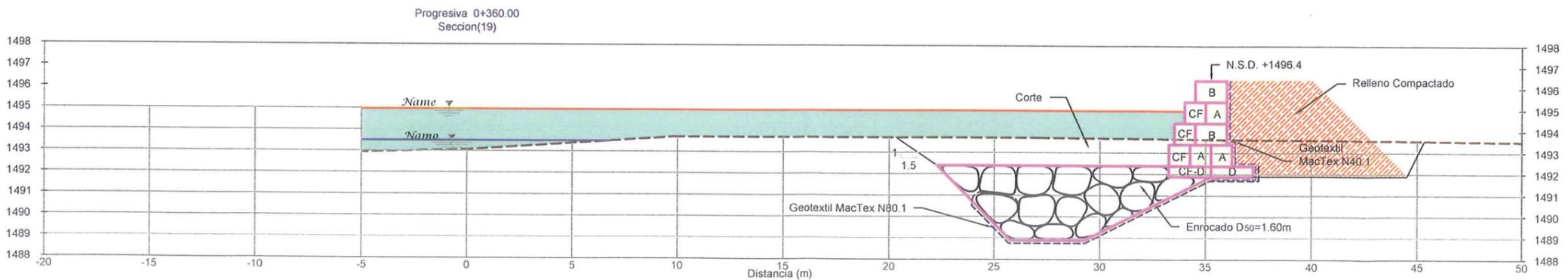
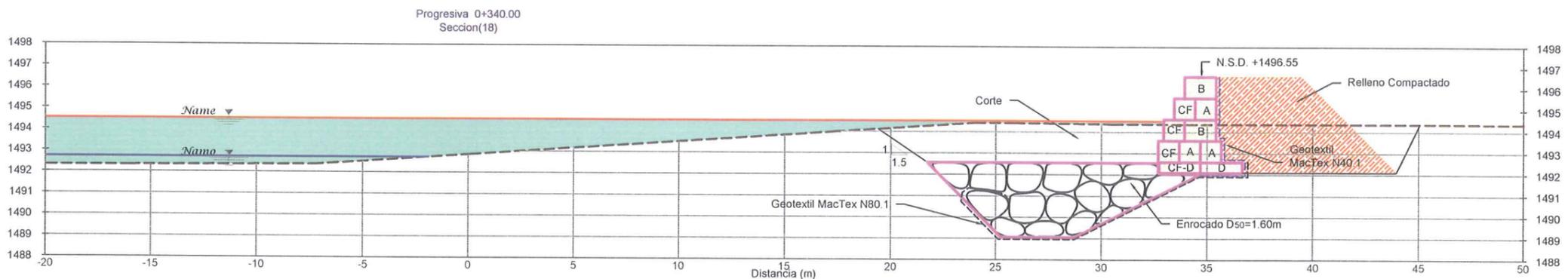
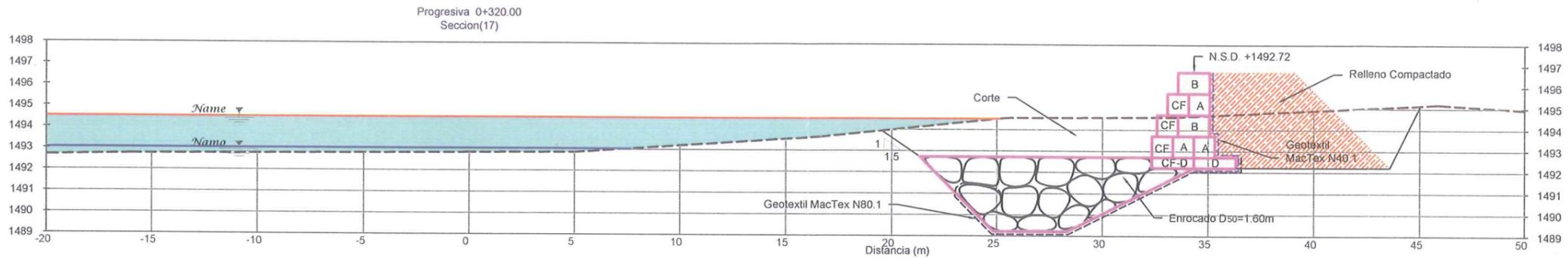
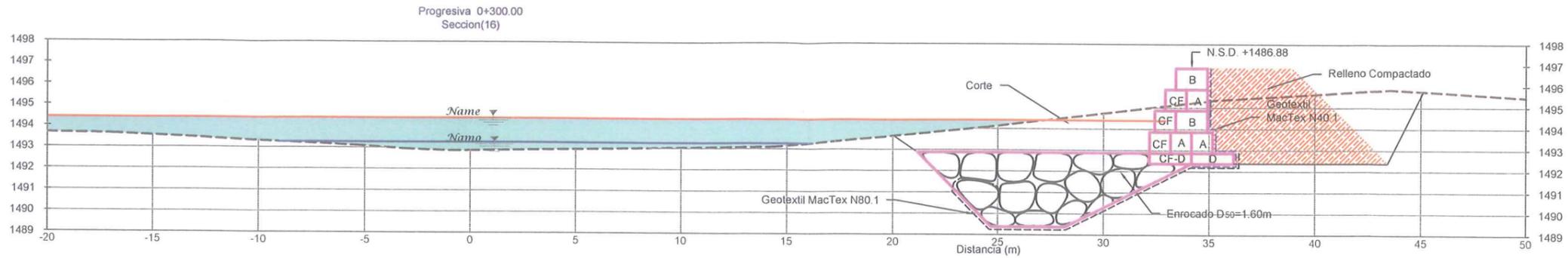
Joel Ore Iwanaga
Ingeniero Civil
C.I.P. 54066

Ing. Ernesto Vidal Valenzuela
CESELA
Director de Proyecto

<p>BANCO DE CREDITO DEL PERU</p>	PROYECTO:	DEFENSA RBEREÑA-VILLA RICA	DISÑO:	JOEL ORE I.	FED#: 02-08-13
	CUENTE:			CP: 54080	
<p>CESELA INGENIEROS</p>	PROYECTISTA:		REVISOR:	JULIO C. ELIAS G.	FED#: 07-08-13
				CP: 33443	
	USUCOÓN:	PASCO	ODOOO:		ARCHIVO:
	Nº DEL PLANO:	4/5	ESCALA:	INDICADO	FED#: 02-08-13
					REV. No
					DEFENSA RIBEREÑA VILLA RICA

PLANO DE SECCIONES KM 0+300 @ 0+360

ESC: 1/250



Joel Ore Iwanaga
Ingeniero Civil
C.I.P. 54060



<p>BANCO DE CREDITO DEL PERU</p>	PROYECTO:	DEFENSA RBERENA-VILLA RICA	DISEÑO:	JOEL ORE I.	FECHA:	02-08-13	
	CUENTE:		OP: 54000				
PROYECTISTA: 	PLANO:	PLANO - SECCIONES	DISEÑO:	V.A.O.	FECHA:	02-08-13	
	UBICACIÓN:	PASCO	REVISADO:	JULIO C. ELIAS G.	FECHA:	07-08-13	
N° DEL PLANO:	5/5	ESCALA:	INDICADO	FECHA:	02-08-13	REV. No	0
			ARCHIVO:				DEFENSA RIBERENA VILLA RICA