



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

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

**TESIS**

**“USO DE BOLSACRETOS PARA REFORZAMIENTO DE  
MURO Y ESTABILIDAD APLICADO EN EL GRAN  
MERCADO DE BELÉN - MAYNAS 2019”**

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

**AUTORES:**

**BACH. DUEÑAS FOTTI, Wilber**

**BACH. GÁLVEZ DEL ÁGUILA, Araceli Jimena**

**ASESOR:**

**Ing. Erlin Guillermo Cabanillas Oliva, Dr.**

**San Juan Bautista – Maynas - Loreto – 2020**

## DEDICATORIA

Agradezco a Dios por ponerme en este lugar, en este momento, por ser el que siempre nos guía y fortalece nuestra vida personal y profesional.

A mis padres Wilber y María del Carmen que a lo largo de los años estuvieron conmigo apoyándome en todo, motivándome para ser lo que soy.

Posiblemente en este momento no entiendas mis palabras, pero cuando seas capaz, quiero que te des cuenta de lo que significas para mí, eres y serás la razón de que me levante cada día esforzándome por el presente y el mañana, eres mi principal motivación, muchas gracias hijo Aylan.

**Wilber Dueñas Fotti**

El presente trabajo va dedicado a Dios, quien como guía estuvo presente en el caminar de mi vida, bendiciéndome y dándome fuerzas para continuar con mis metas trazadas sin desfallecer.

A mi familia, por haber sido mi apoyo a lo largo de toda mi carrera universitaria y a lo largo de mi vida. A todas las personas especiales que me acompañaron en esta etapa, aportando a mi formación tanto profesional y como ser humano.

A la Universidad Científica del Perú, por haberme brindado tantas oportunidades y enriquecerme en conocimiento.

**Araceli Jimena Gálvez del Águila.**

## AGRADECIMIENTO

A nuestro asesor Ing. Erlin Guillermo Cabanillas Oliva, Dr., por la colaboración y orientación en el desarrollo y culminación de la presente tesis.

Asimismo, agradecer a los docentes de la Universidad Científica del Perú – Facultad de Ciencias e Ingeniería por habernos permitido ampliar y profundizar nuestras convicciones profesionales.

A nuestros compañeros de la Universidad Científica del Perú, por compartir muchos momentos agradables durante nuestra permanencia en la Universidad.

**Los tesisistas**

*“Año de la Universalización de la Salud”*

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

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

Hace constar que:

La Tesis Titulada:

**“USO DE BOLSACRETOS PARA REFORZAMIENTO DE MURO Y ESTABILIDAD  
APLICADO EN EL GRAN MERCADO DE BELÉN – MAYNAS 2019”**

De los alumnos: **DUEÑAS FOTTI WILBER Y GALVEZ DEL ÁGUILA ARACELI  
JIMENA**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente la  
revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **9% de plagio**.

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

San Juan, 2 de diciembre del 2020.



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

CJRA/lasda

231-2020



# URKUND

## Urkund Analysis Result

Analysed Document:

UCP\_IngenieriaCivil\_2020\_Tesis\_AraceliGálvez\_WilberDueñas\_V1.pdf (D87225100)

Submitted: 11/30/2020 3:20:00 PM

Submitted By: revision.antiplagio@ucp.edu.pe

Significance: 9 %

### Sources included in the report:

[https://info.undp.org/docs/pdc/Documents/PER/Informe\\_Monitoreo%20Obra\\_Enero%202019.pdf](https://info.undp.org/docs/pdc/Documents/PER/Informe_Monitoreo%20Obra_Enero%202019.pdf)

[https://info.undp.org/docs/pdc/Documents/PER/Informe\\_Coordinador\\_Monitoreo%20Obra%20N%C2%B041-10.18.%20Rev%20Final.pdf](https://info.undp.org/docs/pdc/Documents/PER/Informe_Coordinador_Monitoreo%20Obra%20N%C2%B041-10.18.%20Rev%20Final.pdf)

<https://hogares-verdes.blogspot.com/2013/08/plasticosmedio-ambiente-y-salud.html> <https://www.igc.com.pe/diferencias-geotextiles-de-polipropileno-poliester/> [https://www.peruecologico.com.pe/lib\\_c18\\_t11.htm](https://www.peruecologico.com.pe/lib_c18_t11.htm)

<https://www.slideshare.net/ValeriaCopara/15-ce020-suelos-y-taludes-ds-n-017-2012>

### Instances where selected sources appear:



"Año de la Universalización de la Salud"

FACULTAD DE  
CIENCIAS E  
INGENIERÍA

## ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

### FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N° 594-2019-UCP-FCFI del 22 de julio de 2019, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- |  |            |
|--|------------|
| • Ing. Carol Regaña García Langer, Mg. | Presidenta |
| • Ing. Gonzalo Chalvín Marina Peña     | Miembro    |
| • Ing. Miguel Ángel Rubelino Osorio    | Miembro    |

Como Asesor: **Ing. Erlin Guillermo Cabanillas Oliva, Dr.**

En la ciudad de Iquitos, siendo las 11 horas del día 15 de diciembre del 2020, a través de la plataforma ZOOM supervisado en línea por la Secretaría Académica del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad Científica del Perú, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **"USO DE BOLSACRETOS PARA REFORZAMIENTO DE MURO Y ESTABILIDAD APLICADO EN EL GRAN MERCADO DE BELÉN – MAYNAS 2019"**.

Presentado por los sustentantes:

**WILBER DUEÑAS FOTTI**  
**Y**  
**ARACELI JIMENA GÁLVEZ DEL AGUILA**

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

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

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

La sustentación es: **APROBADA POR UNANIMIDAD**

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

Presidente

Miembro

Miembro

Contactenos:

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

Filial Tarapoto – Perú  
42 - 58 5638 / 42 - 58 5640  
Leoncio Prado 107C / Martínez de Compañón 933

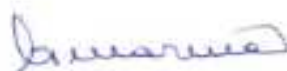
Universidad Científica del Perú  
www.ucp.edu.pe

## **APROBACIÓN**

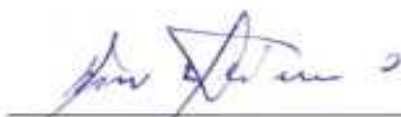
Tesis sustentada en acto público el día 15 de diciembre del 2020 a las 11.00 am.



**Ing. CAROL BEGOÑA GARCÍA LANGER, Mg.**  
PRESIDENTE DEL JURADO



**Ing. GONZALO CHALVÍN MARINA PEÑA**  
MIEMBRO DEL JURADO



**Ing. MIGUEL ÁNGEL ROBALINO OSORIO**  
MIEMBRO DEL JURADO



**Ing. ERLIN GUILLERMO CABANILLAS OLIVA, Dr.**  
ASESOR.

# ÍNDICE

DEDICATORIA .....	2
AGRADECIMIENTO .....	3
ÍNDICE .....	8
ÍNDICE DE FIGURAS, TABLAS Y GRÁFICOS .....	11
RESUMEN.....	12
ABSTRACT .....	13
<b>1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>14</b>
1.1. Planteamiento del problema.....	14
1.1.1. Problema general.....	17
1.1.2. Problemas específicos .....	18
1.2. Antecedentes del estudio .....	18
1.3. Bases teóricas.....	22
1.3.1. Cemento .....	22
1.3.2. Agregado Fino .....	23
1.3.3. Agregado Grueso.....	23
1.3.4. Agua .....	24
1.3.5. El suelo como elemento portante de las cimentaciones .....	24
1.3.6. Propiedades Físicas de los suelos o terrenos .....	25
1.3.7. Mejora del suelo o terreno.....	28
1.3.8. Rellenos artificiales .....	28
1.3.9. Compactación de terrenos .....	30
1.3.10. De la Norma CE.020 – Suelos y Taludes - Estabilización de suelos mediante métodos físicos.....	32
1.3.11. Bolsacreto.....	41
1.3.12. Bolsacretos. Proceso constructivo .....	42
1.3.13. Geotextiles.....	44
1.3.14. Comparación de los geotextiles de polipropileno y de poliéster.....	52
1.3.15. Durabilidad o tiempo de degradación de los materiales .....	54
1.3.16. Revisiones de la estabilidad en muros .....	55
1.3.17. Sismicidad en el Perú .....	57
1.4. Hipótesis.....	60



1.5.	Variables.....	60
1.6.	Objetivo general .....	60
1.7.	Objetivos específicos.....	60
<b>2.</b>	<b>CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS.....</b>	<b>61</b>
2.1.	Tipo y Diseño de investigación .....	61
2.2.	Población y muestra .....	61
2.2.1.	Población. ....	61
2.2.2.	Muestra.....	62
2.3.	Técnicas, Instrumentos y Procedimientos de Recolección de Datos.....	62
2.3.1.	Técnicas de Recolección de Datos .....	62
2.3.2.	Instrumentos de Recolección de Datos .....	62
2.3.3.	Procedimientos de Recolección de Datos .....	62
2.4.	Procesamiento de los Datos .....	63
<b>3.</b>	<b>CAPÍTULO III: RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>68</b>
3.1.	Datos generales del área de estudio .....	68
3.1.1.	Códigos y Normas.....	68
3.1.2.	Ubicación y terreno .....	69
3.1.3.	Linderos y medidas perimétricas:.....	70
3.1.4.	Mapa de la zona .....	71
3.1.5.	Cuadro de coordenadas:.....	73
3.2.	Estudio granulométrico .....	74
3.3.	Humedad natural de la arena.....	75
3.4.	Peso suelto de la arena .....	76
3.5.	Peso compacto de la arena.....	77
3.6.	Peso específico de la arena .....	78
3.7.	Diseño de mezcla a 140 kg/cm <sup>2</sup> .....	79
3.8.	Ensayo de compresión.....	82
3.9.	Análisis de la estabilidad del muro de concreto, por el proyectista .....	83
3.10.	Análisis de la estabilidad del muro de SUELO REFORZADO.....	87
3.11.	Análisis de la estabilidad del muro de BOLSACRETO .....	90
3.12.	Análisis estático y pseudo-estático utilizando el Reglamento .....	92
3.13.	Comparación de la estabilidad del muro con bolsacretos con la del muro de suelo reforzado.....	93

3.14. Comparación de costos del muro con bolsacretos y del muro de suelo reforzado.....	94
3.15. Discusión.....	95
<b>4. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>97</b>
4.1. Conclusiones.....	97
4.2. Recomendaciones.....	99
<b>5. CAPÍTULO V: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>100</b>
<b>CAPÍTULO VI: ANEXOS (Opcional) .....</b>	<b>102</b>
6.1 Instrumento de recolección de datos.....	102
6.2 Matriz de consistencia.....	103
6.3 Estudios de suelos.....	104
6.4 Tomas Fotográficas.....	117

## ÍNDICE DE FIGURAS, TABLAS Y GRÁFICOS

Figura 1.- Falla por cortante superficial.....	56
Figura 2.- Falla por cortante profunda.....	56
Figura 3 Mapa de zonas sísmicas del Perú .....	58
Figura 4 Mapa de isoaceleraciones del Perú .....	59
Tabla 1.- Especificaciones técnicas de bolsacretos.....	42
Tabla 2.- Coeficiente de Empuje Activo, según Rankine .....	65
Tabla 3.- Asentamientos promedio permisibles para diferentes tipos de edificios .....	66
Tabla 4.- Valores del contenido de humedad, Resistencia cortante, cohesión y ángulo de fricción .....	66
Tabla 5.- Rango de resistencia a la compresión no confinada en suelo no tratado y suelo cemento .....	66
Tabla 6.- Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos .....	67
Gráfico 1.- Grafico 1 para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profunda 1 .....	63
Gráfico 2.- Grafico 1 para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profunda 2 .....	64
Gráfico 3.-Ángulo de fricción y compacidad relativa .....	67

## RESUMEN.

El presente estudio analiza la propuesta de emplear bolsacretos en reemplazo de muros de suelo reforzado, utilizado en la construcción del Gran Mercado de Belén Maynas, departamento de Loreto.

En el primer capítulo de la presente investigación, se hace una introducción que incluye el planteamiento del problema con las bases teóricas, incidiendo en el cemento arena y bolsacretos, para la aplicación de la obra en estudio.

En el segundo capítulo se puede ver los materiales y métodos utilizados, resaltando la investigación experimental dado que se ha manipulado las variables para determinar su diseño óptimo.

En el capítulo tres, se presenta los resultados del análisis granulométrico tanto del diseño del tipo de bolsacreto a utilizar y el diseño previo con el uso de geosintéticos para muro de suelo reforzado. Estos resultados demuestran que es mejor la utilización del diseño de bolsacreto

En el capítulo cuatro, luego de las cinco revisiones de la estabilidad se concluye que por falla de capacidad de carga de la base y por asentamiento, los resultados del bolsacreto es aceptable y en las revisiones por volteo, deslizamiento y por estabilidad de conjunto, los resultados son mucho mejores.

Se concluyó que debe utilizarse las bolsas de polipropileno de 1,20 m por 2,40 m por 0,35 m de alto, para la fabricación bolsacretos, por tener mejor estabilidad resistencia y duración.

### **PALABRAS CLAVE:**

Muros, bolsacretos. Estabilidad de suelos, reforzamiento de muros.

## ABSTRACT

The present study analyzes the proposal to use concrete bags to replace reinforced soil walls, used in the construction of the Great Market of Belén Maynas, department of Loreto.

In the first chapter of the present investigation, an introduction is made that includes the exposition of the problem with the theoretical bases, focusing on the cement sand and concrete bags, for the application of the work under study.

In the second chapter you can see the materials and methods used, highlighting the experimental research since the variables have been manipulated to determine their optimal design.

In chapter three, the results of the granulometric analysis of both the design of the type of concrete bag to be used and the previous design with the use of geosynthetics for reinforced soil wall are presented. These results show that the use of the bagcrete design is better.

In chapter four, after the five stability reviews, it is concluded that due to failure of the base's load capacity and settlement, the results of the bag creto is acceptable and in the reviews for overturning, slippage and overall stability, the results are much better.

It was concluded that 1.20 m by 2.40 m by 0.35 m high polypropylene bags should be used for the manufacture of concrete bags, because they have better stability, resistance and durability.

## KEYWORDS:

Walls, bag-concretes. Stability of floors, reinforcement of walls.

## 1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. Planteamiento del problema

La Amazonía peruana, conocida también con el nombre de selva, montaña, región oriental, región amazónica o hylea amazónica, abarca una extensión de 759,052 Km<sup>2</sup> que, representa aproximadamente el 59% del territorio nacional y cerca del 14% de la amazonia continental. Su población, estimada a 1990, es aproximadamente de 2'450,000 habitantes.

Desde el punto de vista climático, la amazonia peruana, en términos generales, se caracteriza por presentar elevadas temperaturas y fuertes precipitaciones, la temperatura media anual varía de 22.5 a 27.2 °C y la precipitación media anual de 602 a 3,411 mm.

En la Amazonía peruana se ha identificado tres grandes ecosistemas: el bosque pluvial, que se caracteriza por una estación seca, de no más de 3 meses consecutivos y presentar una vegetación natural típica de bosque húmedo tropical; el bosque estacional semi siempre verde, constituido por una pronunciada época seca, no mayor de 4 meses consecutivos; presenta una vegetación natural típica de bosque seco tropical; y el bosque espinoso, que se caracteriza por su baja precipitación y por ser una región árida.

En esta región, se distinguen principalmente dos zonas diferenciadas por su altitud, morfología, clima, características de sus ríos, etc., que son la selva alta y selva baja.

La selva alta es la zona del piedemonte oriental de la Cordillera de los Andes, se encuentra entre 2,500 y 500 m.s.n.m., es escarpada y presenta cordilleras, cerros y colinas, así como valles anchos y de gran longitud,

siendo su geología compleja. Representa aproximadamente el 27% del Perú.

La selva baja se sitúa por debajo de los 500 m.s.n.m. y se inicia al finalizar los últimos contrafuertes andinos. Morfológicamente, se distinguen dos unidades fisiográficas: la primera, incluye terrazas bajas, sujetas a inundaciones, de origen aluvial reciente y de mayor fertilidad; según ONERN (1982), estas tierras comprenden una superficie aproximada de 3'278,50 Ha. La segunda, está constituida por terrazas no inundables y superficies onduladas, con diferentes grados de disección, en sedimentos no consolidados del pleistoceno y del terciario.

En las terrazas bajas inundables de los ríos Amazonas, Ucayali y Marañón, se sitúa una parte significativa de la población rural y la mayor parte de la superficie dedicada a la producción de cultivos alimenticios. No obstante esta situación, ha sido muy escaso el esfuerzo de las instituciones de investigación en ampliar el conocimiento sobre estas áreas y generar tecnologías adecuadas para su uso racional (Rodríguez, 1990)

En la actualidad, menos del 10% de la superficie potencial de estos suelos está siendo usado, esta afirmación se puede constatar muy fácilmente, incluso en áreas aledañas a los principales centros urbanos: por ejemplo, en Iquitos, donde resulta paradójico que, existiendo suelos relativamente fértiles en la región, ésta tenga que abastecerse de productos de otras regiones del país. El factor limitante más importante que explica esta situación, es el peligro de las inundaciones, debido a la crecida de los ríos, la cual puede ocurrir sorpresivamente.

Los problemas derivados de las inundaciones a que están sometidos estos suelos aún no han sido estudiados con la debida profundidad que el caso requiere, destacándose:

- Pérdidas de cosechas por inundaciones intempestivas, debido a que la mayoría de plantas cultivadas no soportan inundación o tienen un ciclo vegetativo muy largo, factores que aumentan el peligro de ser arrasadas por la creciente de los ríos.
- Heterogeneidad de la fertilidad de los suelos y cambio frecuente de localización de las diferentes formas de tierra, principalmente de “playas” y “barrales”, debido a variaciones en los factores que determinan el proceso de sedimentación (Rodríguez, 1990).

El contenido de humedad con la máxima densidad seca, correlacionado con los contenidos de humedad correspondientes a los límites de consistencia, la humedad natural y la óptima humedad de compactación, nos permite establecer que los suelos tropicales peruanos presentan, en su mayoría, humedades naturales por encima del óptimo contenido de laboratorio y por debajo del límite plástico. Ello sucede, sobre todo, en la planicie amazónica. Por ello, los resultados de laboratorio normalmente requieren de golpes de martillo para su compactación en los moldes, que destruyen la estructura del suelo tropical y activan sus propiedades plásticas. Además, el secado en el laboratorio se hace normalmente en estufa o al aire, lo que no es posible en el campo, sobre todo en las zonas donde la lluvia intensa es diaria y no permite el desecado natural. Por lo tanto, los parámetros para una compactación eficaz del suelo saprolítico deben tomarse en el campo. Esto se debe a que, por medio de ensayos «in situ» o de procedimientos no destructivos que eviten tomar valores para diseño válidos, no errados ni fuera de la realidad prevaleciente en el sitio, en muchos casos, será necesario emplear valores de humedad mayores o menores que el óptimo obtenido en el laboratorio. Ello evita diseñar proyectos bajo condiciones totalmente adversas al verdadero comportamiento de los suelos tropicales peruanos (Carrillo , 2016).

Acorde con la revista Perú Ecológico, la erosionabilidad, o sea, la pérdida de la capa fértil por acción del agua y del viento, llega en nuestro país a



niveles alarmantes. Esto constituye uno de los problemas más preocupantes, porque por lo general es de origen humano por las malas prácticas agropecuarias y la destrucción de la cobertura vegetal. Este problema es especialmente grave en las vertientes occidentales y orientales en la Sierra.

El mal drenaje, o sea la acumulación de agua y empantanamiento, afecta a cerca de 15 millones de ha en la Costa y en la Selva Baja. En la Costa este problema afecta a las partes bajas de los valles, cerca del mar. En la Selva Baja el problema es de cerca de 6 millones de ha de aguajales y en las zonas inundables (Perú Ecológico, 2019).

Según el Ing. Héctor Espinoza, en la selva, todo es arena, construir una casa, es costos porque no hay grava, todo es fino, como el azúcar. Tampoco hay canteras cerca. Las zonas de selva son húmedas y también hay mucho terreno arcilloso (Espinoza, 2019)

La problemática del deslizamiento de orillas de río, tiene varias alternativas de estabilización de muros, entre las que se tiene a los muros de gravedad flexibles, que son estructuras masivas y flexibles, su efectividad depende de su peso y de su efectividad para soportar deformaciones sin que se afecte su estructura, los tipos más utilizados son: Muros de Gavión, Muros Criba Muros de Llantas Usadas, Muros de Enrocado Muros de Bolsacreto (Pineda, 2011). De aquí se plantea el uso de bolsacretos en la presente investigación.

### **1.1.1. Problema general**

¿Cómo influye el uso de bolsacretos para reforzamiento de muro en la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?

### 1.1.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuál es la estabilidad de muros aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?
- b) ¿Cómo es el reforzamiento de muros aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?
- c) ¿Cuál es el tipo de bolsacreto aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?

### 1.2. Antecedentes del estudio

En el ámbito Internacional

Ramírez, J (2009) – Estudio Experimental de Rompeolas Superficiales Permeables con ampliación de Bermas – México.

Para que los sistemas portuarios del país sean funcionales y operativos, se requiere que cada uno de sus puertos sean eficientes, para esto, se debe contar con la infraestructura necesaria, adecuada y en óptimas condiciones; dentro de esta, y siendo de vital importancia, se tienen las obras de protección (rompeolas y escolleras), que tienen como función minimizar la incidencia del oleaje y con esto generar una zona de calma dentro del puerto para que las embarcaciones puedan realizar sus operaciones de carga y descarga de mercancías. Por tal motivo, es de gran importancia conocer su comportamiento bajo la incidencia del oleaje.

Algunas de estas obras de protección en México, fueron construidos a finales del siglo XIX y principios del XX, teniendo con esto daños en su estructura, además de presentar cotas bajas de coronamiento, generando con esto problemas en la zona portuaria.

Dentro del estado del arte se encontraron los rompeolas de berma, estudiados y construidos en diferentes países del mundo. Los cuales han tenido gran funcionalidad para mitigar el oleaje y al mismo tiempo, presentar costos más económicos de construcción comparado con rompeolas convencionales de enrocamiento.

Por lo tanto, como una alternativa de solución, se estudiaron las bermas con implementaciones a los rompeolas con daños y con cotas bajas de coronamiento para ser rehabilitados y mejorar su operatividad y funcionalidad.

Para el estudio de esta alternativa se efectuó un modelo físico reducido en un canal de oleaje angosto con generador de oleaje irregular ubicado en Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, unidad Zacatenco del Instituto Politécnico Nacional, donde se empleó un equipo de medición de oleaje controlado por computadora para recabar y posteriormente analizar los datos de oleaje obtenidos. En cada ensayo se evaluó el rebase del oleaje (overtopping); además se empleó equipo de fotografía y video para registrar los efectos del oleaje sobre la obra de protección, y un perfilador de fondo manual para obtener el perfil de la sección después de cada ensayo y conocer el comportamiento y estabilidad de la estructura (para cada berma).

En el estudio se consideró una sección de rompeolas promedio en México (sección o estructura tipo) y tres secciones de ampliaciones de berma (la primera con talud de 2:1 y ancho de corona de 10 metros, la segunda con un talud de 2:1 y ancho de 20 metros). La primera y segunda berma se sometió a una incidencia de 11,000 olas; mientras que la tercera berma a 12,000 olas; en las cuales se fueron variando la altura y periodo de estas (de menor a mayor) hasta obtener una estabilidad dinámica de cada una de las bermas, frente al embate de oleaje de tormenta.

De los análisis de los resultados se obtuvieron gráficos del comportamiento del rebase del oleaje utilizando métodos encontrados en el estado del arte como: (Owen, Jorge Juhl y Peter Sloth, y Van de Meer utilizando para este último dos criterios), y la estabilidad de las diferentes bermas, comprobándose además, que estas son una solución al problema actual de las estructuras de protección (minimización del rebase del oleaje) y que su grado de eficiencia dependerá del ancho y talud de las mismas.

Según Ramírez, J. (Abril 2009) dentro de los proyectos más resaltantes de las obras portuarias están las obras de protección. Estas tienen como

función de la minimizar la incidencia del oleaje y con esto generar una zona de calma dentro del puerto para que las embarcaciones puedan realizar sus operaciones de carga y descarga de mercancías.

Dentro de estas obras, los mejores enrocados construidos han sido los de berma, estudiados y construidos en diferentes países del mundo. Los cuales han tenido un gran aporte en la mitigación del oleaje y al mismo tiempo presentaron costos más económicos comparados con rompeolas de enroscamiento.

Sánchez, E. (2003) Diseño de la protección costera del malecón de la Libertad, provincia de Guayas.

La erosión que experimento la playa La Libertad desde principios de la década de los 70, provoco que se perdiera la mayor parte de la arena y trajo como consecuencia la destrucción del malecón de la ciudad.

En la presente Tesis se presentan los resultados del Estudio que realizo el autor, como parte del equipo de especialistas de la ESPOL, para investigar el problema erosivo, y elaborar el diseño definitivo de las obras de protección costera que son necesarias para estabilizar la costa. El diseño también abarco la protección del nuevo muro de contención del malecón de la ciudad. Los estudios básicos de ingeniería permitieron establecerlas condiciones geotécnicas, oceanográficas y ambientales necesarias para el diseño.

De esta forma se plantearon tres alternativas de diseño para las obras costeras, con algunas variantes en las mismas, las cuales fueron evaluadas en cuanto a sus características técnicas y sus costos.

Se determinó que la mejor alternativa para la estabilización de la costa, y para la protección del nuevo malecón contra el ataque del oleaje, consistía en la construcción de cinco escolleras costa-afuera, y el revestimiento con enrocado a lo largo del malecón.

Las escolleras costa-afuera están alineadas en forma paralela al malecón, totalizando entre ellas 453 metros de longitud y tienen una separación promedio a nivel de la corona, de 60 metros. La longitud del revestimiento de enrocado del muro de contención del malecón es de 820 metros. El

proyecto de las obras de protección costera fue concebido para ser desarrollado por etapas, para que se ajuste a la disponibilidad de fondos del Municipio.

Además, se afirma que las obras de protección costera pueden ser desarrolladas en etapas a fin de poder ser ejecutadas en la medida que el municipio del cantón La Libertad disponga de los fondos necesarios. El costo de construcción de las escolleras es de 2'388.043 dólares, y el del muro de enrocado es de 734.246 dólares, totalizando un monto de 3'126.249 dólares (Sánchez Cuadros & Chávez Moncayo, 2003)

Lo que se realizó es estudiar un diseño definitivo de las obras de protección costera que son necesarias para estabilizar la costa. Este diseño también abarca un muro de contención del malecón de la ciudad.

Después de la evaluación de características técnicas y costos se eligió la alternativa que consistió en la construcción de cinco escolleras costafuera, y el revestimiento con enrocado a lo largo del malecón.

En el ámbito Nacional

Guerrero, A, Hoyos, M, Reyes, E (Diciembre 2003) Impacto ambiental generado por erosión costera en la zona litoral de Buenos Aires Norte, distrito de Víctor Larco Herrera, La Libertad, Peru.

La erosión costera es un fenómeno común en las playas de la provincia de Trujillo que tiene como efecto principal la pérdida de la línea costera, así como diferentes impactos ambientales naturales y socioeconómicos.

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo determinar el impacto ambiental generado por la erosión costera en la zona litoral de Buenos Aires Norte, distrito de Víctor Larco Herrera, La Libertad-Perú. El área de estudio fue georreferenciada y delimitada en dos zonas de evaluación: zona A y zona B, determinando el grado de impactos mediante la matriz de interacción (causa-efecto) de Leopold modificada; en cada estación de muestreo establecida. Se determinó en el ámbito natural y físico, un impacto negativo moderado de -70 en la zona A y un impacto negativo débil de -12 en la zona B debido a la pérdida de arena, al arrojo

de desmonte, al deterioro de las vías de acceso, pistas y veredas, e infraestructura de viviendas; en el ámbito socioeconómico un impacto negativo moderado de -55 en la zona A y un impacto negativo débil de -6 en la zona B debido a la reducción de la población económicamente activa, la migración de pobladores y la pérdida de turismo.

Continuando con los mismos autores, la erosión costera es un fenómeno común en las playas de la provincia de Trujillo que tiene como efecto principal la pérdida de la línea costera, así como diferentes impactos ambientales naturales como socioeconómicos.

La investigación da como resultado la reducción de la población económicamente activa, la migración de pobladores y la pérdida de turismo (Guerrero Padilla, y otros, 2013)

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, PROVIAS Nacional, convocó al “Servicio de conformación de muro de Bolsacreto para atención de la emergencia vial del sector afectado por erosión de plataforma en el km 51+400, tramo no pavimentado; Paimas – Tondopa – Ayabaca (ruta PE-1NT); bajo la jurisdicción de la Unidad Zonal Piura – Tumbes. En la descripción del servicio establece: 1) Actividades durante la ejecución del servicio; 2) Procedimientos; 3) Plan de trabajo; 4) Recursos y facilidades a ser provistos por la Entidad; 5) Recursos a ser provistos por el proveedor. Dentro de las actividades durante la ejecución del proyecto, se tiene a la preparación, llenado y colocación de bolsacretos de dimensiones 0.60 m x 0,40 m rellenos con concreto 1:16 (cemento y hormigón), con una resistencia a la compresión de 45 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones-PROVIAS, 2019)

### 1.3. Bases teóricas

#### 1.3.1. Cemento

El cemento es un material de construcción compuesto de una sustancia en polvo que, mezclada con agua u otra sustancia, forma una pasta blanda

que se endurece en contacto con el agua o el aire; se emplea para tapar o rellenar huecos y como componente aglutinante en bloques de hormigón y en argamasas.

El cemento portland, es un cemento compuesto de una mezcla de caliza y arcilla, que fragua muy despacio y es muy resistente; al secarse adquiere un color semejante al de la piedra de las canteras inglesas de Portland. La invención del cemento portland se atribuye a un constructor inglés llamado Joseph Aspdin.

El cemento Portland Tipo V además de reunir las cualidades del Cemento Portland Tipo II, es usado donde se requiera una elevada resistencia a la acción concentrada de los sulfatos.

Se recomienda para estructuras, canales, alcantarillado, en contacto con suelos ácidos y/o aguas subterráneas, de exposición severa del orden de 1,500 - 10,000 ppm de sulfatos solubles en agua. También se usa en obras portuarias expuestas a la acción de aguas marinas, sobre suelos salinos y húmedos, en piscinas y acueductos, tubos de alcantarillados, canales y edificios que deberán soportar ciertos ataques químicos (Bauer & Pérez, 2015)

### **1.3.2. Agregado Fino**

Se define como agregado fino a aquel proveniente de la desintegración natural o artificial de las rocas, el cual pasa el tamiz 9.4mm (3/8") y cumple con los límites establecidos en la Norma NTP 400.037 (Bauer & Pérez, 2015)

### **1.3.3. Agregado Grueso**

Se define como agregado grueso a todo material proveniente de la desintegración natural o artificial, retenido en el tamiz 4.75 mm (N°4) y que cumple con los límites establecidos en la Norma NTP 400.012 (Bauer & Pérez, 2015)

#### **1.3.4. Agua**

Se entiende por agua de mezclado a la cantidad de agua total contenida en el concreto fresco. Esta cantidad es utilizada para el cálculo de la relación agua/cemento ( $a/c$ ) y está compuesta por el agua agregada a la mezcla y la humedad superficial de los agregados.

El agua de amasado cumple una doble función en el concreto; por un lado, permite la hidratación del cemento y por el otro es indispensable para asegurar la trabajabilidad y la buena compactación del concreto. (Bauer & Pérez, 2015)

#### **1.3.5. El suelo como elemento portante de las cimentaciones**

Las cargas que transmite la cimentación a las capas del terreno causan tensiones y, por tanto, deformaciones en la capa del terreno soporte. Como en todos los materiales, la deformación depende de la tensión y de las propiedades del terreno soporte. Estas deformaciones tienen lugar siempre y su suma produce asientos de las superficies de contacto entre la cimentación y el terreno.

La conducta del terreno bajo tensión está afectada por su densidad y por las proporciones relativas de agua y aire que llenan sus huecos. Estas propiedades varían con el tiempo y dependen en cierto modo de otros muchos factores.

- ) Variación del volumen de huecos como consecuencia de la compactación del terreno.
- ) Variación del volumen de huecos como consecuencia del desplazamiento de las partículas.
- ) Variación del volumen de huecos como consecuencia de la deformación de las partículas del terreno.

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten directamente las cargas de esta hacia el suelo o terreno; su



función es distribuir las cargas del edificio, dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Debido a las interacciones de suelos y cimientos, las características de los suelos o terrenos sobre los que se construye influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos a su vez, afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio y, en consecuencia, los costos de la obra.

Por tanto, para lograr una edificación segura y económica es fundamental disponer de cierto conocimiento de la mecánica de suelos y del diseño de cimentaciones.

El estudio de los suelos, sus propiedades, y comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería civil, es el campo de la Mecánica de Suelos. En el presente capítulo se estudia la aplicación de la mecánica de suelo al diseño y la construcción de cimentaciones para edificaciones industriales.

### **1.3.6. Propiedades Físicas de los suelos o terrenos**

Los geólogos definen los suelos o terrenos como rocas alteradas, mientras que los ingenieros prefieren definirlos como el material que sostiene o carga el edificio por su base.

Tipos:

Los materiales que están presentes en los suelos naturales se clasifican en cuatro

- Arenas y grava,
- Limos,

- Arcillas
- Materia orgánica.

Las arenas y grava son materiales granulares no plásticos.

Las arcillas, se componen de partículas mucho más pequeñas, exhiben propiedades de plasticidad y son muy cohesivas.

Los limos son materiales intermedios en el tamaño de sus partículas y se comportan, de modo típico, como materiales granulares, aunque pueden ser algo plásticos.

La materia orgánica consta principalmente de desechos vegetales.

El origen de las capas de suelo o terreno (edafológicas) y la forma como se depositan, arroja mucha luz sobre su naturaleza y variabilidad en el campo.

Los suelos son de dos orígenes: residual y sedimentario.

Los suelos residuales se forman in situ por la intemperización química de las rocas y, puesto que jamás han sido perturbados físicamente, conservan las características geológicas menores del material rocoso de origen. (En el campo, la transición de roca a suelo suele ser gradual.)

Los suelos sedimentarios son transportados y depositados por la acción de ríos, mares, glaciares y vientos. En general, el mecanismo de sedimentación regula la granulometría (tamaño de las partículas), sus variaciones, y la estratigrafía y uniformidad de las capas edafológicas.

Para la completa identificación de un suelo o terreno el ingeniero necesita saber lo siguiente:

- Tamaño

- Granulometría
- Forma
- Orientación
- Composición química de las partículas
- Las fracciones coloidales y sedimentables que contiene.

No obstante, las propiedades físicas del suelo pueden hacerse variar considerablemente mediante la incorporación de pequeñas cantidades de sustancias químicas y la aplicación de métodos electroquímicos.

Cuando las propiedades superficiales de las partículas son importantes, las formas de éstas adquieren por lo menos la misma importancia que la granulometría. En condiciones normales, una característica significativa es la ubicación relativa de las partículas dentro del suelo, lo que determina la resistencia a los desplazamientos internos y constituye, por lo menos, una medida cualitativa de las fuerzas de resistencia a las fuerzas cortantes y a la compresión.

Se han realizado muchos intentos de clasificación de los suelo o terrenos con base en propiedades comunes e identificables. Sin embargo, conforme se ha ido acumulando información acerca de las propiedades de los suelos, los sistemas de clasificación se han tornado cada vez más elaborados y complejos.

Una de las principales dificultades consiste en que se quieren utilizar las mismas clasificaciones para distintos usos; por ejemplo, un sistema utilizable para el diseño de carreteras ya no es tan útil cuando el problema se relaciona básicamente con el diseño de cimentaciones para edificios industriales.

### **1.3.7. Mejora del suelo o terreno**

El suelo como material ingenieril, se diferencia de la piedra, la madera y otros materiales naturales por el hecho de que puede ser modificado para darle las características deseadas. La mejora del suelo es una práctica antiquísima que permite construir en terrenos con condiciones marginales, por lo que se emplea con frecuencia en la ingeniería geotécnica contemporánea.

La corrección se realiza a través de métodos aplicados in situ o mediante la construcción de rellenos artificiales. En cualquier caso, los objetivos son: (1) Una mayor capacidad de carga y (2) la prevención de asentamientos. Se han desarrollado muchas técnicas, como densificación, sobrecarga, nivelación y construcción de rellenos, que gozan de amplia aceptación.

Estos métodos han sido la causa, en buena medida, del creciente uso de terrenos marginales a bajo costo.

### **1.3.8. Rellenos artificiales**

En el presente capítulo, el término relleno se refiere a los materiales térreos que se usan principalmente para nivelar o elevar la superficie del terreno, y no a las estructuras de contención, como diques de tierra. Sin embargo, casi todos los principios generales que se presentan son aplicables a ambos tipos de obras.

La mayor parte de los terrenos necesitan algún tipo de relleno artificial, al menos para asentar las losas (firmes) para pisos y pavimentos. No obstante, esos rellenos presentan muchos problemas, como compactación inadecuada, cambios de volumen y asentamientos imprevistos causados por su propio peso. A fin de obviar esos problemas, los rellenos se consideran elementos estructurales del proyecto, de modo que también se diseñan con esmero. Los materiales y su granulometría, colocación, grado

de compactación y, ocasionalmente, espesor, deben ser cuidadosamente elegidos para soportar las cargas previstas.

Existen dos tipos básicos de relleno: el que se hace en seco mediante maquinaria y técnicas ordinarias de movimiento de tierras, y el que se realiza en húmedo con dragas hidráulicas. Este último tipo es el que se suele utilizar para la construcción de bordes de contención de aguas o para grandes rellenos.

Hay una amplia variedad de materiales y tamaños de partículas que resultan adecuados para rellenos en la mayor parte de los casos, aunque se debe evitar el uso de materia orgánica y basura. La economía sugiere que el banco de materiales de rellenos esté lo más cerca posible del lugar de la obra y, sin embargo, esto mismo cancela la posibilidad de usar ciertos tipos de material.

Por ejemplo, es probable que los factores económicos impidan el secado de suelos de grano fino saturados con agua. En casi todos los rellenos, el tamaño máximo de los fragmentos para la capa de 45 cm situada inmediatamente por debajo de los cimientos, losas o a la superficie del terreno, debe ser de 7,5 cm de diámetro, es decir, una sexta parte del espesor.

La prueba más común para evaluar la utilidad aproximada de los suelos como material de relleno y fijar una especificación de compactación mínima es la prueba de relación humedad-densidad (ASTM D698 y D1557), a la también se da el nombre de prueba Próctor. Se presenta un ejemplo de prueba Próctor, con los resultados correspondientes a arenas, limos y arcillas, así como la línea de saturación del 100%, o de cero burbujas de aire.

Es necesario realizar varias pruebas sobre el material de relleno y establecer su relación estándar de humedad -densidad. El punto más

elevado de la curva representa la máxima densidad obtenible en laboratorio, según el método de prueba, y el contenido óptimo de humedad.

Las dos pruebas de la ASTM representan diferentes niveles de trabajo de compactación. No obstante, en el campo se puede realizar una compactación más intensa que en el laboratorio. De este modo, es factible que exista una diferente relación de humedad-densidad en el terreno; por tanto, los resultados de la prueba Próctor no deben ser considerados como una propiedad inherente del material. Las curvas indican el contenido de humedad y el control que se necesita en el campo a fin de obtener la densidad especificada.

### **1.3.9. Compactación de terrenos**

El grado necesario de compactación de los rellenos se expresa normalmente como un porcentaje mínimo de la máxima densidad en seco, obtenida mediante una prueba de laboratorio, que se debe lograr dentro de ciertos límites estipulados de humedad. Por lo general se especifican densidades que representan del 90 al 100% de densidad máxima, cuando el contenido de humedad es del 2 al 4% del contenido óptimo de humedad. (La prueba ASTM D1557 sirve como punto de referencia cuando se necesita una gran capacidad de carga y baja compresibilidad; la ASTM D698 es adecuada si los requisitos no son tan estrictos, como sucede en zonas de estacionamiento, aparcamiento). En casi todos los rellenos, basta con un 90 a 95% de la densidad máxima; la compactación del 100% es necesaria en el caso de carreteras, zapatas de cimentación y otras estructuras de las edificaciones industriales intensamente cargadas.

Nótese que las densidades del campo pueden representar más del 100% del valor máximo calculado en laboratorio. Además, si se hace un trabajo de compactación más intenso, esas densidades se pueden lograr con humedades por debajo de la curva establecida en el laboratorio.

No obstante, no se debe sobrecompactar los materiales de grano fino que estén en el lado seco de la curva óptima, ya que luego pueden expandirse y aflojarse al saturarlos con agua.

Los rellenos ordinarios, en las construcciones industriales, se construyen en capas de 10 a 60 cm de espesor. Cada capa se compacta antes de colocar la siguiente. El grado de compactación real se determina por medio de pruebas de densidad, efectuadas en el campo, sobre muestras de cada capa. Para ese fin, es necesario medir la densidad húmeda y el contenido de humedad, aparte de calcular la densidad en seco. Las densidades se miden en el campo con los métodos de cono de arena (ASTM D1556) o de globo volumétrico (ASTM D2167), si la muestra no está alterada, o en caso contrario con el medidor nuclear de humedad-densidad (Densímetro Nuclear). A menudo basta con una prueba por cada 350 a 900 m<sup>3</sup> de relleno.

En proyectos a gran escala, en los que se utiliza maquinaria pesada de compactación, es posible tender capas de 45 a 60 cm y más de espesor. Sin embargo, en casi todos los proyectos los espesores de las capas deben ser limitados al máximo que garanticen la densidad exigida los equipos de compactación disponibles en Obra.

Por lo general no es necesario compactar los rellenos hidráulicos que se construyen con suelos dragados en el momento de colocarlos; algunos, incluso, jamás se compactan.

En estos casos, un fenómeno común es la segregación de las fracciones de limos y arcillas dentro del material dragado, pero esto no tiene efectos nocivos; sin embargo, se debe evitar la acumulación de estos materiales finos en los huecos adyacentes a los bordes o debajo de estructuras. El uso adecuado de diques internos, vertederos y técnicas de decantación impide tal acumulación.

Siempre se debe tener presente que los rellenos son cargas muertas muy pesadas, por lo que pueden someter a esfuerzos muy intensos los estratos subyacentes del suelo, incluso los profundos. Una capa de 30 cm de relleno compactado equivale, en carga, a 1.5 niveles de un edificio ordinario de oficinas. Se pueden presentar problemas indeseables, tales como, si una edificación está plantada a horcajadas encima de la línea de contención de un relleno, es muy probable que ocurra un asentamiento diferencial perfectamente delineado.

Los rellenos hidráulicos profundos llegan a ocasionar hundimientos superficiales del orden de varios decímetros.

Las estructuras apoyadas en pilotes, con firmes (losas a nivel del terreno) asentados en rellenos profundos, pueden, conforme el relleno se asienta, sufrir daños ocasionados por la diferencia de movimiento de los firmes, entradas de servicio y entradas principales respecto a la estructura piloteada.

Los tirantes de anclaje que se utilizan para los bordos de contención de aguas y que pasan a través del relleno hidráulico llegan a tener sobrecargas debidas al asentamiento subsecuente del relleno; a fin de evitar esas sobrecargas, los tirantes deben quedar alojados dentro de tubos antes de cubrirlos con el relleno.

#### **1.3.10. De la Norma CE.020 – Suelos y Taludes - Estabilización de suelos mediante métodos físicos**

Las estabilizaciones físicas se realizarán con el adecuado equipo mecánico, que debe ser establecido por el profesional responsable.



### 1.3.10.1. Estabilización por compactación

El proceso de estabilización por compactación, se debe emplear en todas aquellas obras donde la materia prima es el suelo (base del corte de laderas, terraplenes, canales de agua, suelo de cimentación, rellenos artificiales, diques, terraplenes para vías, etc.).

El proceso debe producir lo siguiente:

- ) Aumentar la resistencia al corte para mejorar la estabilidad del suelo.
- ) Disminuir la compresibilidad para reducir los asentamientos.
- ) Disminuir la relación de vacíos para reducir la permeabilidad y así mismo el potencial de expansión, contracción o exposición por congelamiento.

En todo momento se tendrá en cuenta la prueba de compactación Próctor estándar o modificado con energía de compactación, de laboratorio, dado por la fórmula siguiente:

$$E = (N \cdot n \cdot P \cdot h) / V$$

Donde:

E = Energía de compactación

N = Número de golpes por capa n = Número de capas de suelo

P = Peso del pisón

h = Altura de caída libre del pisón

V = Volumen de suelo compactado

	Ensayo	
	Próctor Estándar	Próctor Modificado
Norma	NTP-339.142	NTP-339.141
Energía de Compactación	12,300 Lb.ft/ft3	56,250 Lb.ft/ft3.
Peso del martillo	5.5 lb	10 lb
Altura de caída del martillo	12 pulgadas	18 pulgadas
Número de golpes por capas	depende del molde	depende del molde
Número de capas	3	5
volumen del molde cm3	depende del método de prueba	depende del método de prueba

El Profesional Responsable deberá especificar una densidad mínima de compactación, expresada en porcentaje de la densidad máxima del ensayo Próctor Estándar o Modificado, de acuerdo a los requerimientos del proyecto. El control de densidad en el campo deberá realizarse empleando un equipo de cono de arena, un densímetro nuclear u otro método normado para dicho fin.

Los suelos también podrán ser estabilizados por otros métodos de acuerdo a la recomendación del Profesional Responsable y que cuenten con el sustento técnico que lo respalde.

### **1.3.10.2. Estabilización de un talud existente**

Para estabilizar un talud existente, es necesario que el Profesional Responsable establezca previamente las siguientes situaciones de inestabilidad:

- ) Talud existente aparentemente estable: Corresponde a las laderas modificadas y que por largo tiempo han permanecido estables.
- ) Talud en proyecto, o por construir: Modificación geométrica de las laderas con fines de sustento de obras de ingeniería civil.
- ) Talud con insuficiencia de estabilidad: Ladera modificada cuyo factor de seguridad a la estabilidad es menor a la unidad.
- ) Talud colapsado, a ser reconstruido: Corresponde a los taludes afectados por la geodinámica externa asociado al derrumbe.

La solución geotécnica integral de estabilización del talud para cualquiera de las cuatro situaciones mencionadas incluirá necesariamente la formulación y desarrollo de dos componentes:

Componente 1: Evaluación de la condición de estabilidad del talud.

Componente 2: Metodología de estabilización y remediación del talud.

#### **1) Evaluación de la condición de estabilidad de un talud**

Para evaluar la condición de estabilidad del talud el Profesional Responsable incluirá el desarrollo de los siguientes criterios de evaluación:

- ) La mecánica de suelos.
- ) El comportamiento geodinámico del área.
- ) El flujo de agua.
- ) La geometría del talud y
- ) La topografía del entorno.

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales geotécnicos se determinarán mediante ensayos de campo y laboratorio, de acuerdo al tipo de material e importancia de la obra, cuya decisión es responsabilidad del Profesional Responsable. Será necesario tener en cuenta los modos operativos correspondientes a cada ensayo y a cada necesidad.

Para el análisis de estabilidad de los taludes en roca y suelos será necesario realizar los estudios geotécnicos, que permitan caracterizar los materiales y evaluar los parámetros de diseño que el Profesional Responsable considere necesario, a fin de obtener la estabilidad del talud.

Las cargas sísmicas pueden generar problemas de movimientos del talud. Un sismo establece mayor probabilidad de riesgo de ocurrencias de geodinámicas externas. El Profesional Responsable en su estudio deberá detallar aquellas zonas identificadas como críticas. El coeficiente sísmico para el análisis seudo estático corresponderá a un sismo de 475 años de periodo de retorno.

## **2) Metodología de estabilización y remediación del talud**

Determinada la condición de estabilidad del talud, el Profesional Responsable seleccionará y aprobará el método o la combinación de métodos de estabilización que, de acuerdo a su análisis, muestren potencialidades suficientes para estabilizar y remediar el talud. Dichos métodos deberán mostrar su eficacia y eficiencia, teniendo que nuevamente ser verificada la condición de estabilidad del talud para condiciones estáticas y pseudo estáticas.

Los métodos de estabilización y remediación de taludes serán establecidos de acuerdo a la identificación de peligros y los resultados de la evaluación de los

mecanismos que generan la inestabilidad del mismo. Se podrán aplicar los siguientes métodos:

- ) Por disminución de las presiones hidrostáticas
- ) Por disminución de los esfuerzos cortantes solicitantes
- ) Por introducción de fuerzas resistentes
- ) Por mejoría de las propiedades del depósito y/o macizo
- ) Por incorporación de inhibidores o controladores de energía de caída

Sin embargo, otros métodos podrán ser empleados también bajo responsabilidad del Profesional Responsable.

#### **1.3.10.3. Estabilización de un talud recién cortado. Cálculo de empujes**

El Profesional Responsable debe aplicar las herramientas correspondientes al cálculo de los empujes en sus diferentes estados, que permita la determinación de los elementos de contención más adecuados.

#### **1.3.10.4. Diseño geotécnico de muros**

El Profesional Responsable debe pre dimensionar y diseñar geotécnicamente un tipo de muro, considerando como mínimo, las etapas siguientes:

- ) Seguridad al posible vuelco del muro.
- ) Seguridad al posible deslizamiento del muro.
- ) Seguridad de la cimentación del muro:
- ) Capacidad resistente de la base
- ) Deformación (asentamiento)

El diseño del muro debe presentar seguridad al vuelco, deslizamiento y se deberá evaluar la capacidad de carga

#### **1.3.10.5. Drenaje y subdrenaje**

Todo diseño de muro debe garantizar el drenaje del relleno del muro, evacuando las aguas o evitando que éstas ingresen.

Para impedir que el agua se introduzca en el relleno, en la etapa de proyecto y/o construcción, debe realizarse lo siguiente:

- ) Localizar los lugares de donde proviene el agua, con la finalidad de tomar las medidas pertinentes para evitar que el material se sature.
- ) Desviar el agua alejándola del relleno, en lo posible con zanjas de coronación, que evacuen el agua hacia los lados del talud sin causar erosión.
- ) Proteger la superficie del relleno, mediante sistemas de absorción del agua excedente que desequilibre el talud,
- ) Colocar drenes interceptores de posibles filtraciones subterráneas, que no aumenten los empujes no previstos en la etapa de diseño.

### 1.3.10.6. Alternativas de estabilización de suelos

MATERIAL	TIPOS DE ESTABILIZACIÓN			
	MECÁNICA	CON CEMENTO	CON CAL	CON EMULSIÓN
<b>Grava</b>	Puede ser necesaria la adición de finos para prevenir desprendimiento.	Probablemente no es necesaria, salvo si hay finos plásticos. Cantidad de 2 a 4%.	No es necesaria, salvo que los finos sean plásticos. Cantidad de 2 a 4%.	Apropiada si hay deficiencia de finos. Aproximadamente 3% de asfalto residual.
<b>Arena limpia</b>	Adición de gruesos para dar la estabilidad y de finos para prevenir desprendimientos.	Inadecuada: produce material quebradizo.	Inadecuada: no hay reacción.	Muy adecuada: De 3 a 5% de asfalto residual.
<b>Arena arcillosa</b>	Adición de gruesos para mejorar resistencia.	Recomendable 4 - 8%	Es factible dependiendo del contenido de arcilla.	Se puede emplear de 3 a 4% de asfalto residual.
<b>Arcilla arenosa</b>	Usualmente no es aconsejable	Recomendable 4 - 12%	4 a 8% dependiendo del contenido de arcilla.	Se puede emplear pero no es muy aconsejable.

<b>Arcilla</b>	Inadecuada	No es muy aconsejable. La mezcla puede favorecerse con una mezcla con 2% de cal y luego entre 8 y 15% de cemento.	Muy adecuada. Entre 4 y 8% dependiendo de la arcilla.	Inadecuada.
----------------	------------	---	---	-------------

**Nota.-** Conviene tomarlo como partida para los trabajos de investigación sobre estabilidad.

### 1.3.10.7. Densificación

Para la densificación se utilizan varias técnicas diferentes, que en general consisten en alguna forma de vibración. La densificación es la compactación in situ de los suelos, principalmente de tipo granular, con el objeto de aumentar su densidad. La posibilidad de aplicar estos métodos depende del tamaño de las partículas del suelo. En consecuencia, la distribución granulométrica es un factor que debe ser evaluado cuidadosamente antes de escoger el método de densificación.

Las arenas limpias pueden ser densificadas fácilmente hasta una profundidad de 1.8 m mediante el simple paso de una pesada aplanadora vibratoria con rodillo de acero. La frecuencia de vibración es ajustable en cierto grado, aunque en general se obtienen resultados óptimos dentro de los límites de 25 a 30 Hz. (Por debajo del nivel de 1.8 m, la densificación es mínima e incluso se da el caso de que se aflojen los 30 cm superficiales si se insiste en la compactación.)

Los métodos de vibroflotación y Terra-Probe incrementan las densidades de las arenas mediante la inserción repetida de las sondas vibratorias. Los huecos cilíndricos que se forman con el vibrador se rellenan luego con arena acarreada del terreno. Los puntos de inserción del vibrador suelen ir agrupados, con una separación típica de 1.5 m en los sitios donde se van a erigir las columnas del edificio. Con este método se obtienen densidades

relativas de un 85 % o más en toda la profundidad de inserción, la cual puede ser de más de 12 m. Estas técnicas, sin embargo, no sirven cuando el contenido de partículas finas del suelo es de más de un 15 % o cuando hay materia orgánica en forma coloidal en cantidades de más del 5 % en peso.

Los pilotes de compactación son de una alternativa que se emplea para densificar las arenas y permitir el uso subsecuente de cimientos poco profundos. Los pilotes pueden ser de cualquier material, aunque generalmente son de madera o se trata de un pilote de arena por sustitución, el cual se construye hincando en el terreno un casquillo que luego se rellena con arena. El volumen que desplazan los pilotes y la vibración que provoca la operación de hinca, densifican el suelo circundante.

Por lo general, el elemento estructural de los cimientos no se apoya directamente sobre el pilote de compactación, sino en la masa densificada. Por lo común, los pilotes de compactación se usan bajo las mismas condiciones estructurales y subterráneas de las técnicas de vibroflotación y Terra-Probe.

Otra técnica para la densificación en gran escala es la compactación dinámica, un método diseñado por Techniques Louis Menard, que consiste en dejar caer grandes pesas desde una buena altura sobre el terreno. Las pesas van de 10 a 40 ton de peso y las alturas desde las cuales se dejan caer llegan a ser de hasta 30 m; la distancia entre los sitios de impacto es de hasta 18 m, de centro a centro. En cada punto se realizan varios impactos y es necesario dar varias de estas pasadas sobre el terreno. Con esta técnica se pueden densificar suelo o terrenos con casi todos los tamaños de partículas y materiales.

Es posible compactar arenas sueltas, para que alcancen estados que van de densos a muy densos, a profundidades de 7,5 a 10,5 m, mediante el uso

de pesas de 15 ton que dejan caer desde una altura de 24 m. Si las pesas son de 40 ton, las profundidades de densificación se amplían hasta 12 a 15 m, con un mayor incremento en la densidad. En el caso de las arenas y limos no plásticos, se pueden lograr asentamientos forzados del terreno de hasta 60 cm.

En esta técnica, la densificación se realiza como si el terreno hubiera sido sometido a una serie de mini terremotos; la compactación es el resultado de una licuefacción parcial (donde el suelo o terreno está saturado de agua) y del paso del tren de ondas. En las masas saturadas se producen mayores presiones en los poros, por lo que es necesario aguardar la disipación de esas presiones antes de hacer la siguiente pasada de golpes; de lo contrario, el efecto del golpe se nulifica y no hay mayor compactación. Se dan los resultados de un trabajo de compactación dinámica, en gran escala, realizado en Bangladesh. Dichos resultados se expresan como una gráfica de los valores promedio de la prueba estándar de penetración (SPT), antes y después de la compactación, según la profundidad.

Los diferentes métodos para mejorar los terrenos, deben ser, ante todo, económicos. Las ventajas de estas técnicas en comparación con otros métodos de cimentación, como las cimentaciones profundas (pilotes «in situ», módulos portantes, etc.), son las siguientes:

No precisan excavaciones, no planteando problemas ambientales con el transporte y la eliminación de residuos.

Condiciones simples de cimentación, son similares a los suelos naturales con suficiente capacidad de carga.

La técnica de ejecución es mediante la introducción del vibrador en el terreno, por su propio peso y con ayuda de la inyección de agua a presión por su punta.

Creación de un estado de licuefacción local mediante vibración que facilita la penetración del vibrador y su conjunto en el suelo hasta alcanzar la



profundidad requerida en cada caso, arrastrando el agua en su circulación inversa a los finos procedentes de la perforación.

Alcanzada la profundidad deseada se disminuye la inyección de agua en punta comenzando entonces la aportación de grava. El vibrador sube y baja vibrando e inyectando agua, arrastrando a su vez grava, la cual se compacta en el interior del terreno formando la columna; durante esta operación se forma un cono superficial debiéndose de aportar la grava de forma rápida y continuada con una pala auxiliar.

La extracción lenta y escalonada del vibrador por tongadas crea una zona densificada cuyo diámetro depende de las características del terreno y la potencia empleada.

#### **1.3.11. Bolsacreto**

Es un textil impermeable para colado en el sitio de elementos masivos de mortero simple.

Características ventajosas:

- ) Facilidad en el transporte y el almacenamiento, ya que los bolsacretos son llevados vacíos hasta el sitio de la obra, donde posteriormente son llenados y colocados, lo cual permite el manejo de grandes volúmenes a bajos costos.
- ) Se puede lograr la protección de grandes áreas en un corto periodo de tiempo, debido a la velocidad de construcción que permite esta tecnología.
- ) Fácil adaptación a superficies irregulares, puesto que durante el proceso de llenado el bolsacreto adquiere la forma del medio circundante.
- ) Reducen significativamente los costos de la construcción, ya que esta tecnología no requiere de equipos pesados de construcción, se obtienen grandes rendimientos y no se necesita una mano de obra especializada.

- ) Son resistentes al choque con el agua en estructuras hidráulicas.
- ) Reemplazan los sistemas tradicionales de protección con gaviones, enrocados naturales y muros de contención en concreto.
- ) Pueden instalarse por debajo del agua, no siendo necesario construir obras temporales de desvío que incrementan el costo de la obra.

Tabla 1.- Especificaciones técnicas de bolsacretos

<b>ESPECIFICACIONES TECNICAS</b>					
Características	Unidades	Referencia			
		1101	1102	1401	1402
Capacidad	m <sup>3</sup>	1	2	1	2
Resistencia al punzonamiento ASTM D – 4833	N	320	320	390	390
Resistencia al Estallido. ASTM D – 3786 (Método Mullen)	PSi	250	250	320	320
Resistencia al Rasgado Trapezoidal ASTM D – 4533	N	240	240	240	240
Resistencia a la Tension Grab. ASTM D – 4632	N	400	400	690	690
<b>DIMENSIONES INTERNAS</b>					
Ancho	cm	240	185	240	185
Largo	cm	120	270	120	270
<b>BOQUILLA DE LLENADO</b>					
Ancho	cm	35	35	35	35
Largo	cm	50	50	50	50
Boca	cm	22	22	22	22
Costura	Tipo	Doble	Doble	Doble	Doble

### 1.3.12. Bolsacretos. Proceso constructivo

Con el uso de bolsacretos, no es necesario incurrir en los costos relacionados con prefabricación, transporte y colocación especializada por medio de grúas de gran capacidad. El procedimiento de instalación permite los trabajos en condiciones secas o bajo el agua según los requerimientos del proyecto.

La utilización del bolsacreto ofrece una adecuada solución a una urgente necesidad de efectividad, adaptabilidad, y reducción significativa de costos en los proyectos de protección.

El bolsacreto se rellena con material de excavación y cemento; en algunos casos se hace la mezcla in-situ inyectada y en otros se hace la mezcla seca, la cual será hidratada en el momento que haga contacto con el flujo de la margen.

Para la fabricación e instalación de los bolsacretos se recomienda tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Confeccionar según las dimensiones establecidas 2.40 m x 1.20 m para optimizar su manejo y colocación en el lugar de trabajo.
- La mezcla se debe realizar acorde a unas proporciones para la resistencia que se vaya a trabajar. La mezcla recomendada es 1: cemento 2: arena 3: grava, dando una resistencia aproximada de 3000PSI. conformando un enrocado de gran tamaño, adecuado para obras de protección de riberas y estabilización de muros. Esta mezcla es inyectada a las bolsas que se instalarán en el sitio.

Existen dos formas en las cuales se pueden llenar las bolsas, la primera es haciendo una mezcla en seco e introduciéndola en las bolsas, sellándola y luego instalándola en el sitio indicado y será hidratada por la misma corriente del río. La segunda forma es haciendo una mezcla previamente hidratada, inyectándola a presión usando una válvula auto sellante, para evitar que la mezcla se salga, haya desperdicios y el bolsacreto quede mal llenado.

#### **1.3.12.1. Ventajas**

- ✓ Es fácil la acomodación en el terreno de éste tipo de estructura, ya que solamente consiste en sobreponer cada bolsa en el sitio previamente adaptado.
- ✓ Las bolsas van acomodadas en forma de traba y en forma escalonada.
- ✓ Cada bolsa posee su propio peso y se deja acomodar fácilmente antes del choque con el agua.
- ✓ Las bolsas no van amarradas unas con otras, lo que implica que se gana tiempo en la construcción de la estructura.

### **1.3.12.2. Desventajas**

- ✓ La hechura de cada bolsa maneja un proceso extenso, ya que cada una debe tener las mismas características, y estas deben ser lo más cercanas a la realidad.
- ✓ Puede ocurrir que, en el momento de relleno con material y apisonamiento del mismo, las bolsas sufran algún rompimiento.
- ✓ Se requieren mayor cantidad de bolsas para formar esta estructura y los costos aumentan significativamente.
- ✓ La homogeneidad en la forma de cada bolsacreto no siempre será la misma, pero si la cantidad de mezcla y apisonamiento que se le aplique a cada bolsa (Montoya, Pedraza, & Rueda, 2006).

### **1.3.12.3. Durabilidad del polipropileno**

Según “Hogares Verdes”, se tiene que el Tipo 5: PP (Polipropileno), que integra la familia de plásticos presenta un punto de fusión muy alto, utilizándose así para contener líquidos y alimentos a altas temperaturas, pudiendo tardar entre los 100 años y los 1000 años en descomponerse. (Córdova Cámara, 2013).

### **1.3.13. Geotextiles**

Los geotextiles se pueden definir como un material textil plano, permeable y polimérico, que se emplea en contacto con suelos y otros materiales para aplicaciones geotécnicas en ingeniería civil. Los polímeros utilizados en la fabricación de geotextiles suelen ser de origen sintético debido a su mayor durabilidad frente a los naturales. Los principales son las poliamidas, poliésteres y las poliolefinas (polietileno y polipropileno).

Las primeras referencias de la utilización moderna de geotextiles datan de los años 60 y se refieren a la construcción de obras marítimas en Holanda. Comenzaron a emplearse en funciones de drenaje y filtración. A partir de ese momento, la tecnología de diseño y aplicación se va desarrollando tanto en Europa como en Estados Unidos y se consiguen nuevas funciones

para otros campos de la obra civil, como son el refuerzo y separación del terreno.

Un momento clave en la historia de estos materiales fue la aparición de la palabra “geotextil” en el año 1977. En un Simposio Internacional sobre el empleo de textiles en la Geotecnia celebrado en París, J.P. Giroud bautizó a estos productos con ese nombre. A partir de entonces, se organizan conferencias y congresos para avanzar en el desarrollo tecnológico y la normativa a aplicar sobre estos materiales.

### **1.3.13.1. Funciones**

Los geotextiles se caracterizan por desarrollar varias funciones simultáneas una vez colocados en el terreno. Esta propiedad les garantiza una posición ventajosa frente a otros sistemas o productos que existen en el mercado:

- Filtración: El geotextil retiene las partículas de grano fino al fluir el agua de la capa de grano fino a la capa de grano grueso.
- Separación: Separa dos capas de suelo de diferentes propiedades físicas (granulometría, plasticidad, consistencia) y así evita la mezcla de materiales.
- Drenaje: El geotextil conduce y evacua líquidos (agua) e incluso gases en su mismo plano.
- Refuerzo: Aumenta la capacidad portante (resistencia al corte) del suelo y la estabilidad en la construcción.
- Protección: El geotextil protege a membranas y otros productos relacionados contra ataques físicos (perforaciones y desgaste). Además de estas funciones, los geotextiles presentan una serie de ventajas que son la causa del espectacular aumento del empleo de estos productos en todo el mundo a lo largo de los últimos 15 años; entre las más importantes destacan:

- Facilidad de puesta en obra;
- Son económicos;
- Permiten ahorros de tiempos de ejecución;
- Posibilitan soluciones medioambientales correctas;

- Ofrecen muchas variantes y posibilidades de uso. (Ballester Muñoz, Castro Fresno, & Gil Oceja, 2000)

### **1.3.13.2. Clasificación y composición de los diferentes tipos de geotextiles**

Los geotextiles forman parte del grupo de los geosintéticos. Estos se pueden definir como productos en los que, al menos, uno de sus componentes está formado por un polímero sintético o natural. De forma plana, como cinta o en estructura tridimensional, son usados en contacto con suelos o/y otros materiales para aplicaciones geotécnicas y de ingeniería civil.

Se pueden dividir en cuatro grandes grupos: geotextiles, productos relacionados con geotextiles, geocompuestos y geomembranas.

Los productos relacionados con los geotextiles se caracterizan por funcionar de forma análoga a los geotextiles y por cierta resistencia a tracción; además, están fabricados mediante entrelazado y ligadura de fibras y filamentos. Los más usados son los siguientes: geomallas, georredes, geoesteras (geomat) y geocélulas.

Por otro lado, se llama geocompuesto al producto en el que al menos uno de sus componentes es un geotextil o un producto relacionado y se emplea, como los geotextiles, en aplicaciones geotécnicas en ingeniería civil. El más utilizado es el Geotextil tejido. 'geotextil + geomalla', sobre todo en sistemas de drenaje.

Las geomembranas, por su parte, son materiales planos de naturaleza polimérica que se diferencian de los geotextiles en su capacidad impermeable. También se utilizan en aplicaciones geotécnicas de ingeniería civil, generalmente en túneles.

) En cuanto a los geotextiles, se pueden establecer tres tipos de clasificaciones que se enumeran a continuación, en función de su importancia:

- según el método de fabricación;
- Según la naturaleza del polímero;
- Según la presentación del polímero.

### **1.3.13.3. Clasificación según el método de fabricación**

Los geotextiles y productos relacionados con geotextiles se fabrican utilizando diferentes procesos. Todos están fabricados con polímeros estirados en forma de fibras o hilos, formados por un determinado número de fibras. Los diferentes procesos de fabricación conducen a la obtención de productos geotextiles que poseen una amplia gama de propiedades.

Para la producción de geotextiles no tejidos se utilizan filamentos continuos o fibras (cortadas). Los geotextiles se fabrican utilizando diferentes tipos de hilos tales como hilados, filamentos y cintas de película, o hilos y cintas fibrilados.

Las cintas de película e hilos fibrilados se producen normalmente sólo a base de polipropileno y polietileno. Estos productos se fabrican mediante extrusión de una película; se corta la película en cintas individuales y se procede al posterior estirado mediante un proceso uniaxial. Las cintas de película gruesa son demasiado rígidas para la manipulación en el urdido y en la tejeduría, y, por consiguiente, son fibriladas después del proceso de estirado y antes del bobinado y torcido. Estos tipos de hilo se denominan después hilos de película fibrilados.

Llegado este punto conviene recalcar que el proceso de estirado es muy importante en la producción de los diferentes tipos de fibras poliméricas, de filamentos y de cintas. Durante este proceso, las cadenas poliméricas resultan alineadas a lo largo del filamento o de la longitud de la cinta y su cristalinidad, propiedades mecánicas y durabilidad aumentan. Y es que las propiedades mecánicas del producto dependen de los detalles del proceso de fabricación.

Los tipos de fibras, filamentos y cintas utilizados en la fabricación de tales geotextiles son producidos principalmente por un proceso de hilatura por fusión. Para producir fibras y filamentos, el polímero fundido es extruido a través de los orificios de una hilera, enfriado, estirado por extensión y de acuerdo con el uso final:

- Depositado sobre una pantalla para formar una estructura plana (filamento continuo o no tejido);

- Convertido en fibras cortadas mediante rizado y corte a una longitud determinada;
- Convertido en multi o monofilamentos y enrollado de los filamentos después del estirado directamente sobre carretes. En el caso de la producción de multifilamentos esta técnica es conocida como hilatura-estirado.

### **1) Geotextiles no tejidos:**

Se define como un geotextil plano con fibras, filamentos u otros elementos orientados aleatoriamente, unidos química o mecánicamente, por medio de calor, o por combinación de ellos. La orientación aleatoria de sus componentes le confiere un carácter isótropo.

Pueden ser de fibra cortada o filamento continuo. A los primeros, si no son mayores de 15 cm, se les conoce como geotextiles no tejidos de “vía seca”. En cambio, se denominan geotextiles no tejidos de “vía húmeda” a los que se obtienen por hilado directo de un polímero y posterior formación de la estructura plana.

Los segundos, es decir, los geotextiles de telas no tejidas de filamentos continuos, están fabricados en un proceso en continuo que empieza por la fabricación del polímero y continúa con la producción del filamento, la formación del geotextil y el ligado de los filamentos. El proceso concluye con la confección del rollo de la tela.

Por su parte, los geotextiles de telas no tejidas de fibra cortada son fabricadas en un proceso que consta de dos etapas: la primera consiste en la producción de fibra (extrusión y cortado) y la segunda consta de la formación del geotextil, ligado y producción del rollo acabado.

El ligado de los geotextiles no tejidos, formados bien sea a base de filamentos continuos o de fibras cortadas, es efectuado mecánicamente por punzonado mediante agujas, por ligadura térmica (cohesiva) –utilizando calor con o sin presión (calandrado)–, por ligadura química (adhesiva) o por una combinación de estos procesos.

En cuanto a la estructura física y las propiedades de los productos no tejidos, hay que matizar que están a menudo relacionados con el sistema



soldados: la unión entre filamentos se consigue por calandrado, es decir, acción conjunta de calor y presión.

– Ligados químicamente: la unión entre filamentos se consigue mediante una resina.

## **2) Geotextiles tejidos**

Se define como un geotextil fabricado al entrelazar, generalmente en ángulo recto, dos o más conjuntos de hilos, fibras, filamentos, cintas u otros elementos.

Se utilizan, principalmente, en aplicaciones de refuerzo del terreno, en terraplenes, taludes y muros. Se caracterizan por ofrecer una resistencia a tracción muy elevada y poca deformabilidad.

Este tipo de geotextiles presenta una gran anisotropía, ya que poseen dos direcciones preferentes, perpendiculares entre sí: el sentido de fabricación (dirección de la máquina) y el perpendicular al sentido de fabricación. Se debe tener presente esta propiedad a la hora de colocar el geotextil en la obra. Existen varios tipos:

- De filamento sencillo (monofilamento): Se obtiene a partir de la trama de una sola fibra textil de gran longitud.
- De filamento múltiples (multifilamentos): Se consigue a partir de la trama de varias fibras de gran longitud.
- De hilos de fibra corta: Se logra a partir de la trama de fibras cortadas en determinadas longitudes (hasta 15 cm).

## **3) Geotextiles tricotados**

Se puede definir, aunque no queda muy clara la diferencia con los tejidos, como un geotextil fabricado por el entrelazado de hilos, fibras, filamentos u otros elementos.

### **1.3.13.4. Clasificación según la naturaleza del polímero**

Las fibras, filamentos y cintas que forman los geotextiles son polímeros. Estos últimos se definen como sustancias orgánicas macromoleculares de

grandes pesos moleculares (10.000 g/mol). Los polímeros utilizados en la fabricación de los geotextiles son de origen sintético, es decir, producidos por vía química a partir de sustancias de bajo peso molecular.

Cualquier polímero consta de largas cadenas moleculares, cada una de las cuales está compuesta de muchas unidades químicas idénticas. Cada unidad puede estar integrada por uno o varios monómeros, cuyo número determina la longitud de la cadena polimérica y el peso molecular resultante. El peso molecular puede afectar a las propiedades físicas (resistencia a la tracción y el módulo de elasticidad, resistencia al impacto y al calor, así como a la durabilidad). Las propiedades físicas y mecánicas de los plásticos están también afectadas por los enlaces dentro y entre cadenas, la ramificación de la cadena y el grado de cristalinidad.

La orientación de los polímeros por estiramiento mecánico para formar fibras y filamentos trae como resultado unas propiedades de tracción más altas y una durabilidad aumentada. Cuando las moléculas se vuelven más orientadas, las fibras resultan más fuertes.

No se suelen utilizar polímeros naturales porque se degradan más fácilmente frente a ataques químicos que los sintéticos; además, los sintéticos se producen de forma más barata que los naturales.

A los polímeros se les suele añadir algún aditivo para mejorar determinadas características. Los más utilizados, en lo referente a la fabricación de geotextiles, son los protectores de la radiación ultravioleta, debido a que los rayos UV provocan la degradación del geotextil.

### **1) Poliolefinas (polietileno y polipropileno):**

Son los polímeros más utilizados en la fabricación de geotextiles, principalmente el polipropileno (PP) y el polietileno (PE).

El primero es un polímero termo- plástico de cadena larga. Se utiliza normalmente en forma isotáctica estereorregular en la que los monómeros de propileno están unidos en la modalidad de cabeza y cola y los grupos metilo están alineados en el mismo lado del núcleo del polímero. El PP tiene una estructura semicristalina que le proporciona una alta rigidez, buenas

propiedades a la tracción y resistencia a los ácidos, a los álcalis y a la mayoría de disolventes.

La posibilidad de que el carbón terciario pueda reaccionar con radicales libres, obliga a añadir estabilizadores para evitar la oxidación durante la fabricación y mejorar, generalmente, la durabilidad a largo plazo, incluyendo la estabilidad a los agentes climáticos.

El polietileno es uno de los polímeros orgánicos más sencillos. Se utiliza en su forma de baja densidad (PEBD), que es conocida por su excelente flexibilidad, facilidad de manipulación y buenas propiedades físicas, o como polietileno de alta densidad (PEAD), que es más rígido y resistente químicamente. Él puede estabilizarse para aumentar su resistencia a los agentes climáticos.

Sus características más importantes son las siguientes:

- Son fácilmente inflamables, produciendo humo negro y olor a cera.
- Poca resistencia a fluencia.
- Gran deformación en rotura.

## **2) Poliamidas**

Las poliamidas (PA) o nilones son termoplásticos procesables fundidos que contienen un grupo amida como parte repetitiva de la cadena. Las poliamidas ofrecen una combinación de propiedades que incluyen una alta resistencia a temperaturas elevadas, ductilidad, una buena resistencia a la abrasión y al desgaste, bajas propiedades friccionales, una baja permeabilidad a los gases e hidrocarburos y una buena resistencia química. Sus limitaciones incluyen una tendencia a absorber humedad, con el resultado de la producción de cambios en las propiedades mecánicas y dimensionales y una resistencia limitada a los ácidos y a los agentes climáticos.

Sus características más importantes son las siguientes:

- Son hidrolizables, es decir, pierden hasta un 30% de resistencia a tracción tras permanecer en agua.
- Presentan buen comportamiento a fluencia.

### **3) Poliésteres**

Son un grupo de polímeros. El tipo empleado con más frecuencia en geotextiles es el polietiléntereftalato (PET) que es un polímero de condensación de un ácido dibásico y un dialcohol. Puesto que se utiliza por debajo de la temperatura de transición vítrea ( $T_g$ ), el PET ofrece buenas propiedades mecánicas, incluyendo una baja razón de deformación por fluencia y buena resistencia química a la mayoría de ácidos y a muchos disolventes. El grupo éster, importante enlace polimérico, puede ser hidrolizado muy lentamente en presencia de agua produciéndose un ataque más rápido bajo condiciones fuertemente alcalinas. Para las funciones de refuerzo se recomienda utilizar poliéster de alta tenacidad con pesos moleculares mayores de 30.000 gr/mol. Se caracterizan por:

- Ser fácilmente hidrolizables a pH muy altos;
- Poco deformables.
- Muy resistentes al ataque por rayos UV
- Su buen comportamiento a fluencia;
- Módulo de elasticidad elevado.

#### **1.3.14. Comparación de los geotextiles de polipropileno y de poliéster**

Uno de los mayores errores de las empresas de venta de geosintéticos es clasificar a todos sus productos según su gramaje. La información más importante y que debería especificarse son las propiedades ingenieriles de los materiales. Por ejemplo, los geotextiles de polipropileno no tienen las mismas características que el poliéster.

Ambos materiales tienen propiedades mecánicas e hidráulicas diferentes, por lo tanto, no se puede pretender que sus funciones en una obra sean las mismas. Los ingenieros y profesionales de la construcción deben conocer estos hechos y, por esa razón, los expertos de IGC traen esta nota para comparar y diferenciar los geotextiles de poliéster y de polipropileno.

A continuación, se detallan varias características donde se presentan diferencias:

### **1) Deformación por fluencia**

En este caso los geotextiles de polipropileno no tienen la misma resistencia que los de poliéster. Cuando estos materiales están sometidos a una presión o fuerza constante, hay más probabilidades que las láminas de polipropileno no puedan recuperar su forma original.

Resistencia química

Ambos materiales pueden resistir la acción de ciertas sustancias. Sin embargo, los geotextiles de poliéster son fácilmente hidrolizables al entrar en contacto con químicos de pH muy altos. Es decir, el poliéster se degrada con rapidez por efecto de sustancias alcalinas.

### **2) Resistencia a los rayos UV**

Ambos materiales pueden ser tratados para con aditivos que mejoran su resistencia a la acción de los rayos del sol. Esto alarga sus condiciones de conservación, especialmente, si van a ser instalados en áreas descubiertas. En estas condiciones los geotextiles de polipropileno no tratados tienen una mejor proyección de vida que el poliéster.

### **3) Permeabilidad de los geotextiles**

Los geotextiles elaborados con poliéster han demostrado ser muy poco permeables, mientras que los materiales elaborados con polipropileno permiten una mayor filtración. El coeficiente de permeabilidad del primer material se calcula entre los 0.0561 y los -0.005 m/s. Por otro lado, el polipropileno está entre los 0.100 y los -0.030 m/s.

### **4) Resistencia al punzonamiento estático**

Esta característica gana más importancia cuando se quiere seleccionar un material que será usado para separar suelos de distintas granulometrías. En este caso, es preferible utilizar geotextiles de polipropileno que tienen una resistencia de 1.5 a -0.15 KN.

En el caso de los tejidos con poliéster las pruebas arrojan números menores de 0.3 a -0.2 KN. Este material también puede ser usados con propósitos similares que el polipropileno. Sin embargo, las exigencias a las que estará

sometido deben ser inferiores, como en trabajos en viviendas. (Innovación en Geosintéticos y Construcción, 2019)

### **1.3.15. Durabilidad o tiempo de degradación de los materiales**

No todos los materiales tardan la misma cantidad de tiempo en degradarse en la naturaleza. Algunos incluso no lo van a lograr nunca del todo.

- J 1 año: Papeles. Si están en contacto con la tierra y la lluvia, se degradan rápidamente.
- J 1 a 2 años: Colillas de cigarrillo. El filtro es de acetato de celulosa, lo que demora su degradación.
- J 5 años: Chicles. Son una mezcla de gomas de resinas naturales, sintéticas, azúcar, aromatizantes y colorantes artificiales que, por efecto del oxígeno se van endureciendo hasta resquebrajarse y desaparecer.
- J 10 años: Latas de gaseosa o cerveza. Es el tiempo que necesitan para convertirse en óxido de hierro.
- J 30 años: Latas de aerosol, tapitas de botellas (parte metálica) y envases tetra-brik.
- J 100 años: Encendedores descartables. El plástico tarda mucho en descomponerse, el acero no tanto. También el telgopor, que no es biodegradable, pero puede dividirse en partículas mínimas, y los corchos de plástico, que son de polipropileno, más fácil de reciclar que las botellas de agua mineral (de PVC o de PET).
- J 150 años: Bolsas de plástico. Se degradan más rápido que las botellas, porque son más finas.
- J 100 a 1.000 años: Botellas de plástico de PVC o PET.
- J 1000 años: Vasos descartables de polipropileno. Tampoco son biodegradables y se dividen en partículas mínimas como el telgopor. También las pilas (compuestas por mercurio, cinc, cromo, arsénico, plomo y cadmio, todos materiales extremadamente contaminantes).

- ) 4.000 años: Botellas de vidrio. Pero al estar compuesta por arena y carbonatos de sodio y calcio, es reciclable en un 100%. (ECO Compromiso, 2020)

### 1.3.16. Revisiones de la estabilidad en muros

Para verificar la estabilidad en los muros se debe tener en cuenta las revisiones de la estabilidad:

1. Revisión por volteo respecto a la punta, el Factor de seguridad al volteo debe ser mayor que 1,50
2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base, el Factor de seguridad al deslizamiento debe ser mayor que 1,50
3. Revisión por falla de capacidad de carga de la base, el valor de la capacidad de carga ( $\tau_B$ ) debe ser menor que la resistencia del terreno medida en el estudio carga ( $\tau_t$ )
4. Revisión por asentamiento, éste debe ser menor que 0.15 m.
5. Revisión por estabilidad de conjunto, para lo cual se hace un chequeo final de la falla por cortante superficial y la falla por cortante profunda. (Das, 2001)
  - a) La falla por cortante superficial en el suelo debajo de la superficie cilíndrica *abc* que pasa por el talón- El centro del arco del círculo *abc* se localiza en *O*. que se encuentra por tanteos (corresponde al factor de seguridad mínimo). Este tipo de falla ocurre como resultado de un esfuerzo cortante excesivo inducido a lo largo de la superficie cilíndrica en el suelo. En general, el factor de seguridad contra deslizamiento horizontal es menor que el factor de seguridad obtenido mediante falla por cortante superficial. Entonces, si  $FS_{\text{deslizamiento}}$  es mayor que aproximadamente 1.5, la falla por cortante superficial bajo la base puede no ocurrir, tal como muestra en la siguiente figura:

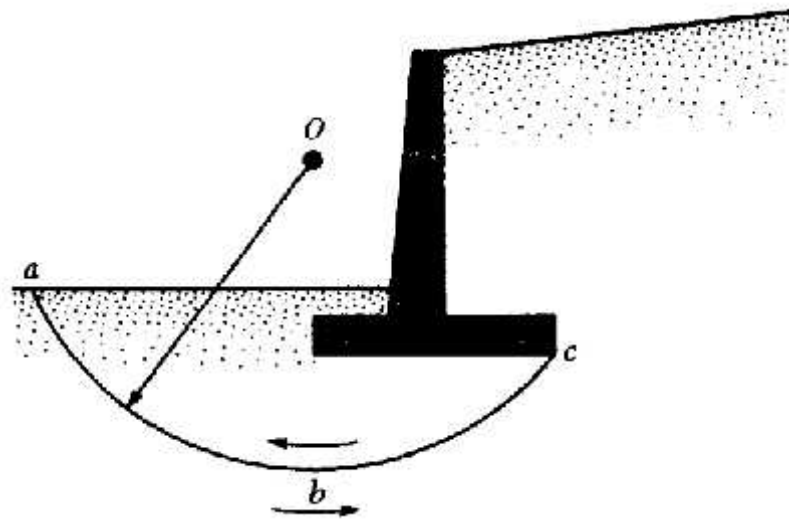


Figura 1.- Falla por cortante superficial

- b) La falla por cortante profunda ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica  $abc$ , como resultado de la existencia de una capa débil de suelo debajo del muro a una profundidad cercana a 1.5 veces el ancho del muro de retención. tal como se puede observar en la figura:

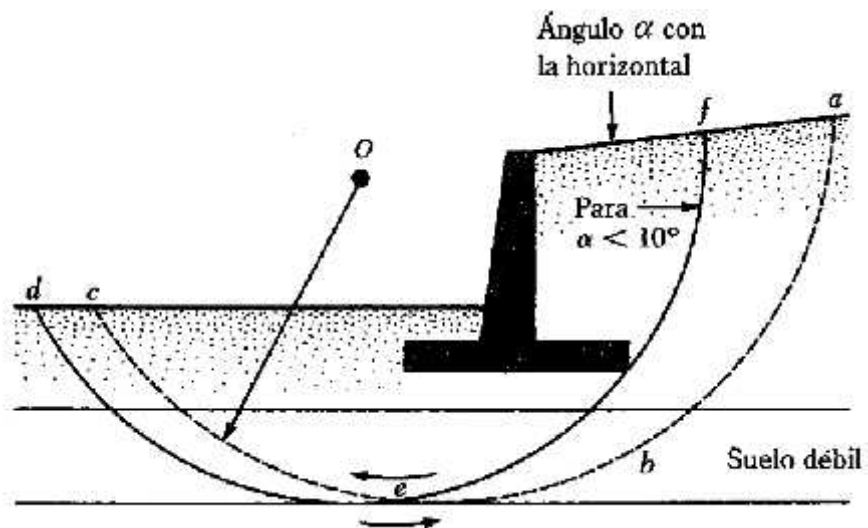


Figura 2.- Falla por cortante profunda



### **1.3.17. Sismicidad en el Perú**

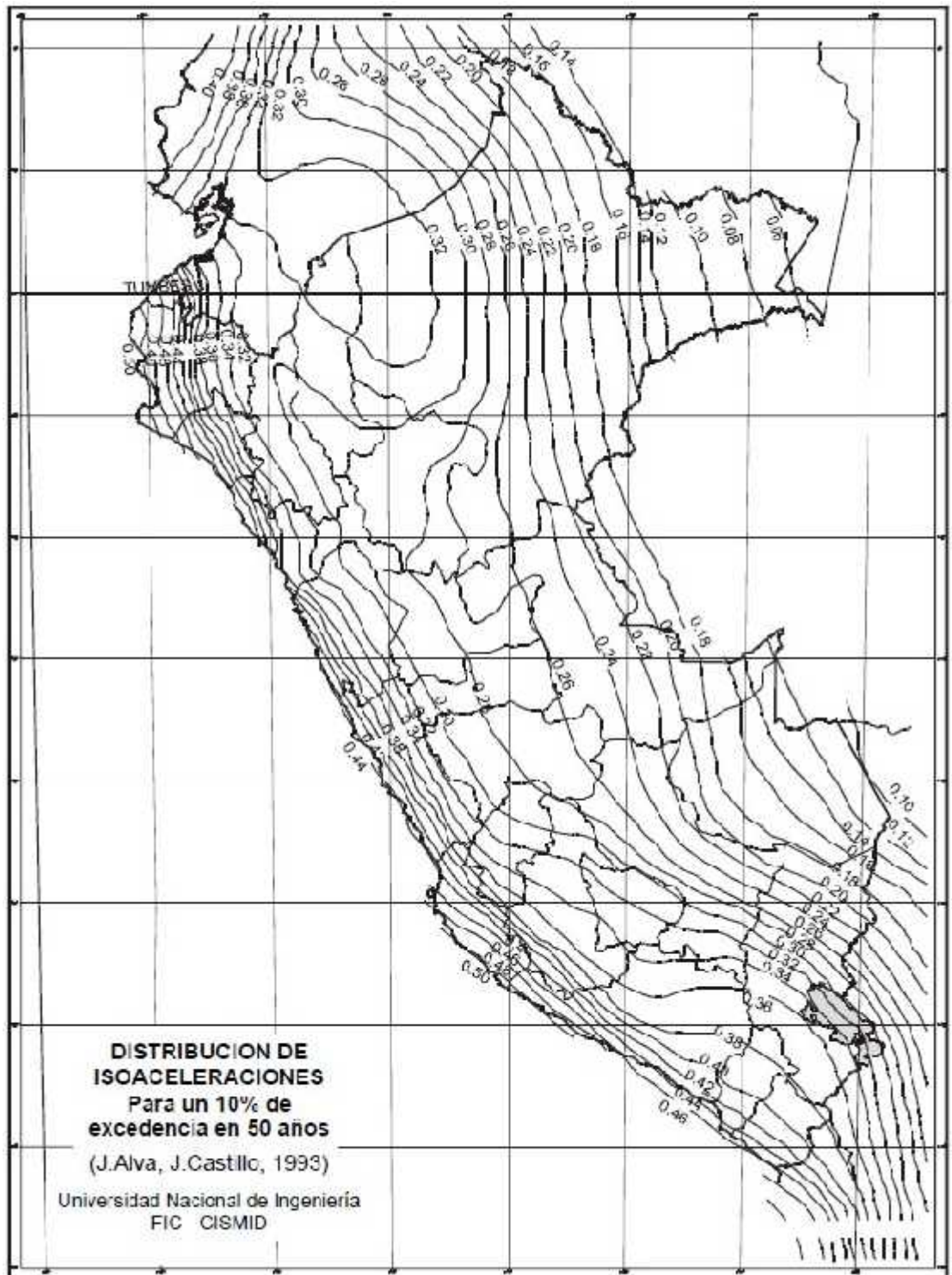
El Perú es un país altamente sísmico debido a la interacción de las placas tectónicas Sudamericanas y de Nazca. Esto se demostró en el último terremoto de Pisco de 2007 que registró una magnitud de 8.0 grados en la escala de Richter y causó una gran cantidad de pérdidas humanas y de infraestructura. Sin embargo, la intensidad de los sismos no es la misma en todo el territorio nacional.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en su versión del 2006 divide al Perú en 3 zonas sísmicas, sin embargo, en el Reglamento publicado a inicios del presente año, esta es más rigurosa y divide al país en 4 zonas sísmica, donde la zona 4 es la de más alta intensidad; en la presente tesis se utilizará esta última. A continuación, se muestran 2 mapas, el primero es la división sísmica que hace el RNE 2016, mientras que el segundo es el mapa de isoaceleraciones del Perú el cual brinda aceleraciones más específicas según cada zona.

Figura 3 Mapa de zonas sísmicas del Perú



Figura 4 Mapa de isoaceleraciones del Perú



Fuente: MTC 2013:

#### 1.4. Hipótesis

**Hi:** El uso de bolsacretos para reforzamiento de muro mejora la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019

**Ho:** El uso de bolsacretos para reforzamiento de muro no mejora la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019

#### 1.5. Variables

LA VARIABLE 1:

Reforzamiento de muro

LA VARIABLE 2:

Estabilidad de muro

#### 1.6. Objetivo general

Determinar la influencia del uso de bolsacretos para reforzamiento de muro en la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019.

#### 1.7. Objetivos específicos

- a) Hallar la estabilidad de talud aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019
- b) Analizar el Reforzamiento de muros aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019
- c) Establecer el tipo de bolsacretos aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019

## 2. CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1. Tipo y Diseño de investigación

Según Rebeca Landeau, se tiene:

- a. Según la finalidad: Es Investigación tecnológica, porque, resuelve problemas prácticos de la vida cotidiana.
- b. Según su Carácter: Es Investigación Experimental, porque realiza manipulación activa y control sistemático de variables para controlar los fenómenos y estudiar las relaciones de causalidad. (Landeau, 2007)

El diseño de investigación constituye el plan y la estructura de la investigación, y se concibe de determinada manera para obtener respuestas a las preguntas de investigación. El plan es el esquema o programa general de la investigación; incluye un bosquejo de lo que el investigador hará, desde formular las hipótesis y sus implicaciones operacionales hasta el análisis final de los datos. La estructura de la investigación resulta más difícil de explicar, ya que el término estructura presenta dificultad para ser definido claramente y sin ambigüedades. (Kerlinger, 2002)

El diseño de esta investigación es experimental

### 2.2. Población y muestra

#### 2.2.1. Población.

Según Hernández, se denomina población, a la totalidad de individuos a quienes se generalizarán los resultados del estudio, que se encuentran delimitados por características comunes y que son precisados en el espacio y tiempo. Para lograr dicho propósito, se puede acudir a fórmulas estadísticas siempre que sea de tipo Probabilístico; pero si los grupos ya

están definidos es de tipo No probabilístico. (Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, 2010)

La población está referida al muro de suelo reforzado con geotextil y al muro con el uso de bolsacretos, en el ámbito de la obra Gran Mercado de Belén.

### **2.2.2. Muestra**

La muestra, en el presente estudio, está conformada por las unidades ensayadas, del muro de suelo reforzado y el muro con bolsacretos.

## **2.3. Técnicas, Instrumentos y Procedimientos de Recolección de Datos**

### **2.3.1. Técnicas de Recolección de Datos**

La técnica utilizada ha sido la observación.

### **2.3.2. Instrumentos de Recolección de Datos**

El instrumento es la ficha de observación.

### **2.3.3. Procedimientos de Recolección de Datos**

Se tomó datos de los cálculos realizados para la ejecución de la obra: Construcción del Gran Mercado de Belén Maynas 2019.

Los datos tomados están referidos a las revisiones de la estabilidad: Para la Revisión por volteo respecto a la punta, el Factor de seguridad al volteo debe ser mayor que 1,50

En la Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base, el Factor de seguridad al deslizamiento debe ser mayor que 1,50

Para la Revisión por falla de capacidad de carga de la base, el valor de la capacidad de carga ( $\tau_B$ ) debe ser menor que la resistencia del terreno medida en el estudio carga ( $\tau_t$ )

En la Revisión por asentamiento, éste debe ser menor que 0.15 m

Por último, para la Revisión por estabilidad de conjunto, este factor debe ser menor que todos los anteriores.

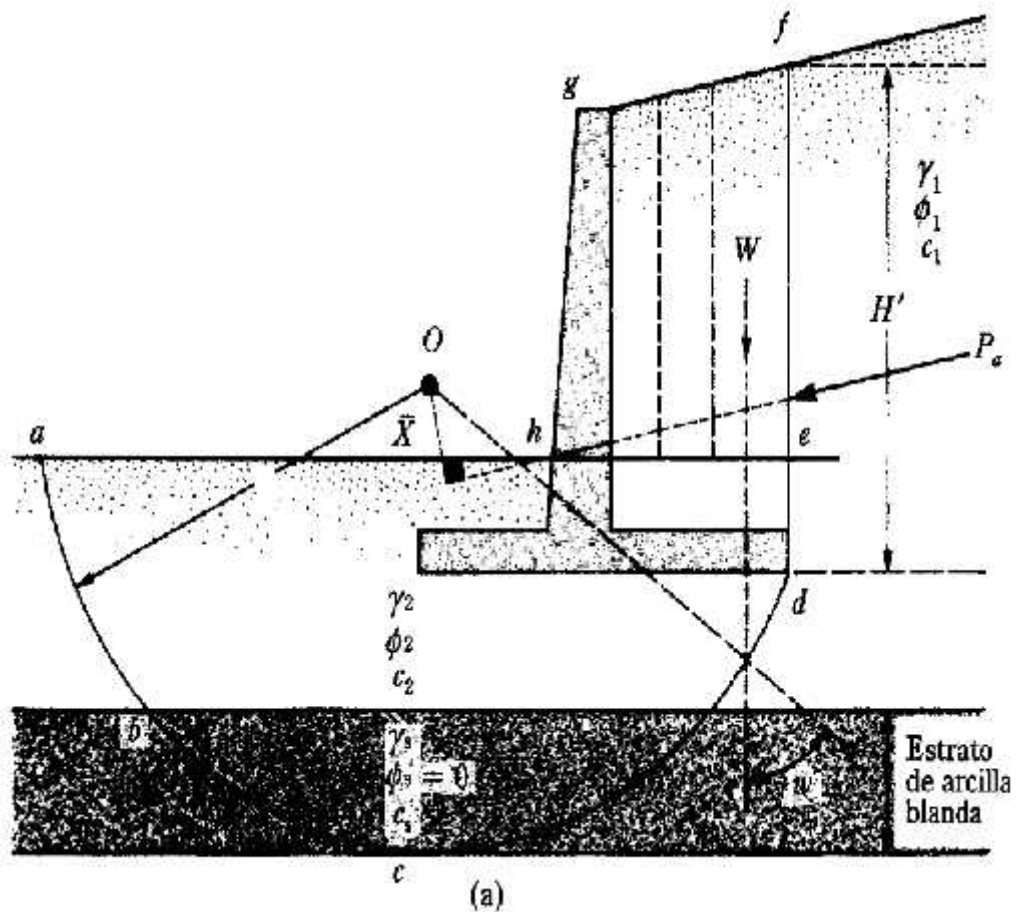
## 2.4. Procesamiento de los Datos

Los datos han sido procesados en una hoja Excel, verificando los resultados que tienen que superar a los calculados en el expediente técnico.

Para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profunda para una pendiente suave del relleno ( $\alpha < 10^\circ$ ), desarrollada por Teng (1962), se tiene el siguiente procedimiento:

1. Se dibuja el muro de retención y el estrato de suelo subyacente a una escala conveniente.
2. Para un centro de tanteo  $O$ , dibuje un arco de círculo  $abcd$ . Para todo fin práctico, el peso del suelo en el área  $abcde$  es simétrico respecto a una línea vertical dibujada por el punto  $O$ . Sea  $r$  el radio del círculo de tanteos.
3. Para determinar la fuerza de hundimiento sobre la superficie de falla que genera inestabilidad (figura a), se divide el área en la zona  $efgh$  en varias dovelas, usando rectángulos o triángulos, según convenga.

Gráfico 1.- para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profunda 1



4. Se determina el área de cada una de las dovelas y luego se determina el peso  $W$  del suelo (y/o concreto) contenido dentro de cada dovela (por unidad de longitud del muro).

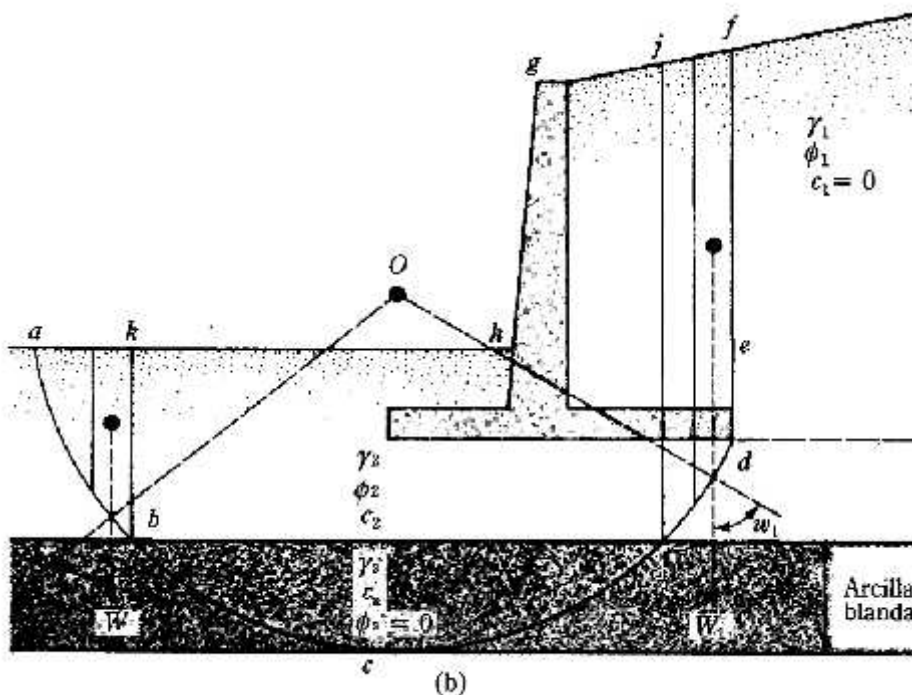
5. Se Dibuja una línea vertical por el centroide de cada dovela y se localiza el punto de intersección de cada línea vertical con el círculo de falla de tanteo.
6. Se une el punto  $O$  (es decir, el centro de los círculos de tanteo) con los puntos de intersección determinados en el paso 5.
7. Se determina el ángulo,  $\omega$ , que cada línea vertical forma con la línea radial.
8. Se calcule  $W \text{ sen } \omega$  para cada dovela.
9. Se determina la fuerza activa  $P_a = (1/2) r_1 \cdot H^2 K_a$  sobre la cara  $df$ .
10. Se calcule la fuerza total de hundimiento:

$$\Sigma (W \text{ sen } \omega) + \frac{P_a \bar{X}}{r}$$

donde  $\bar{X}$  = distancia perpendicular entre la línea de acción de  $P_a$  y el centro  $O$

11. Para determinar la fuerza resistente sobre la superficie de falla (figura b), se divide el área en las zonas  $abk$  y  $idefj$  en varias dovelas y se determine el peso de cada dovela,  $W_1$  (por unidad de longitud del muro). Note que los puntos  $b$  e  $i$  están sobre la parte superior del estrato de arcilla blanda; el peso de cada dovela mostrada en la figura b es  $W_1$  en contraste con el peso de cada dovela  $W$ , como muestra la figura a.

Gráfico 2.- Grafico 1 para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profunda 2



12. Se dibuje una línea vertical por el centroide de cada dovela y localice el punto de intersección de cada línea con el círculo de falla de tanteo.
13. Se une el punto  $O$  con los puntos de intersección como se determinaron en el paso 12. Se determina los ángulos  $\omega_1$  que las líneas verticales forman con las líneas radiales.
14. Para cada dovela, se obtiene:

$$W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1$$

15. Se Calcula



$$c_2l_1 + c_3l_2 + c_2l_3$$

Donde  $l_1, l_2, l_3$  son las longitudes de los arcos  $ab, bi$  e  $id$ .

16. La fuerza máxima resistente que se genera a lo largo de la superficie de falla es

$$\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2l_1 + c_3l_2 + c_2l_3$$

17. Se determina el factor de seguridad contra falla por cortante profunda para esta superficie de falla de tanteo:

$$FS_{\text{(falla por cortante profunda)}} = \frac{\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2l_1 + c_3l_2 + c_2l_3}{\sum (W \operatorname{sen} \omega) + \frac{P_a \bar{X}}{r}}$$

Varias superficies de falla por tanteo se dibujan, y el factor de seguridad se determina de manera similar. El valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado.

*Tabla 2.- Coeficiente de Empuje Activo, según Rankine*

$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$       Expresión simplificada para  $\Omega = 0$

f	$K_a$
25	0,406
26	0,390
27	0,376
28	0,361
29	0,347
30	0,333
31	0,320
32	0,307
33	0,295
34	0,283
35	0,271
36	0,260
37	0,249
38	0,238
39	0,228
40	0,217
41	0,208
42	0,198
43	0,189
44	0,180
45	0,172

Tabla 3.- Asentamientos promedio permisibles para diferentes tipos de edificios

Tipo de edificio	Asentamiento promedio admisible Pulg (mm)
Edificio con muros de ladrillo	
L/H $\geq$ 2,5	3 (80)
L/H $\leq$ 1,5	4 (100)
Edificio con muros de ladrillos reforzados con concreto armado o ladrillos reforzados	6 (150)
Edificio a base de marcos	4 (100)
Cimentaciones sólidas de concreto reforzado de chimeneas, silos, torres, etc.	12 (300)

Fuente: Wahls (1981) H = Altura del edificio

Tabla 4.- Valores del contenido de humedad, Resistencia cortante, cohesión y ángulo de fricción

Ambiente	Textura del suelo	Contenido natural de agua(%)	Resistencia cortante	
			Cohesión (kN/m2)	Ángulo de fricción (°)
Bordos naturales	Arcilla (CL)	25-35	17-57	0
	Limo (ML)	15-35	9-33	10-35
Banco de arena	Limo (ML) y Arena limosa (SM)	25-45	0-41	25-35
Canal abandonado	Arcilla (CL, CH)	30-95	14-57	0
Pantano	Arcilla (CH)	25-70	19-120	0
Ciénaga	Arcilla orgánica (OH)	100-265	-	-

Tabla 5.- Rango de resistencia a la compresión no confinada en suelo no tratado y suelo cemento

TIPO DE SUELO	Rango de Resistencia a la compresión no confinada	
	lb/pulg2	kN/m2
Suelo no tratado		
Arcilla, turba	< 50	< 350
Arcilla arenosa bien compactada	10-40	70-280
Grava, arena y mezclas arcillosas, bien compactadas	40-100	280-700
Suelo-cemento (10% de cemento por peso)		
Arcilla, suelos orgánicos	< 50	< 1050

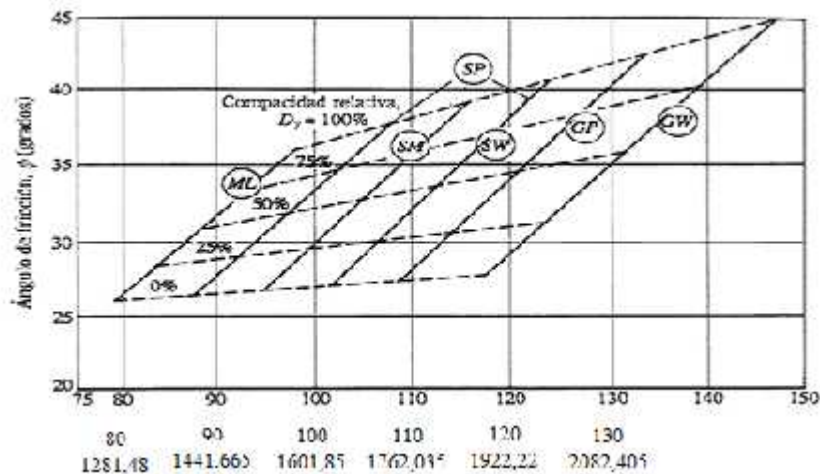
Limos, arcillas limosas, arenas muy mal graduadas, suelos ligeramente orgánicos	50-150	350-1050
Arcillas limosas, arcillas arenosas, arenas muy mal graduadas y gravas	100-250	700-1730
Arenas limosas, arcillas arenosas, arenas y gravas	250-500	1730-3460
Mezclas de arena-arcilla o grava-arena-arcilla bien graduadas y arenas y gravas	500-1500	3460-10350

Fuente: Mitchell y Freitag (1959)

Tabla 6.- Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

Tipo de suelo	Relación de vacíos	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco $\gamma_d$	
			(lb/pe <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
Arena uniforme suelta	0,8	30	92	14,5
Arena uniforme densa	0,45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0,65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0,4	15	120	19
Arcilla dura	0,6	21	108	17
Arcilla suave	0,9 - 1,4	30 - 50	73 - 92	11,5 - 14,5
Loes	0,9	25	86	13,5
Arcilla orgánica suave	2,5 - 3,2	90 - 120	38 - 51	06-Ago
Morrena glacial	0,3	10	134	21

Gráfico 3.-Ángulo de fricción y compactación relativa



### **3. CAPÍTULO III: RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **3.1. Datos generales del área de estudio**

El Proyecto del mercado de abastos minorista, denominado Gran Mercado de Belén - Iquitos, se constituye como uno de los equipamientos urbanos básicos más importantes del Distrito de Belén, así como de la ciudad de Iquitos.

El Mercado de Abastos ha sido diseñado de acuerdo a la normatividad vigente tomando en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones constituyéndose sobre un área zonificada como Equipamiento - Mercado (ZSPC-M), con nivel de servicio distrital. Para el diseño arquitectónico se ha tomado en cuenta principalmente el RNE y la Norma sanitaria de funcionamiento de mercado de abastos y ferias de DIGESA, considerando normatividad internacional en el caso de seguridad. Se han considerado 954 puestos comerciales como requisito fundamental de acuerdo al cálculo desarrollado dentro del Estudios Complementarios sobre las metas de capacidad de la prestación del servicio y dimensionamiento de Mercado de Abastos del PIP “Mejoramiento del Servicio de Comercialización del Gran Mercado de Belén – Iquitos, Provincia de Maynas, Departamento de Loreto.

Para detalles de los criterios asumidos para el diseño ver documento de Criterios de Diseño – Mercado de Abastos.

##### **3.1.1. Códigos y Normas**

El Mercado de Abastos Minorista materia del presente documento ha sido diseñado de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en sus siguientes normas:

Norma GE.020 - Componentes y Características de los Proyectos.

Norma GH.020 - Componentes de Diseño Urbano.

Norma A.010 – Condiciones generales de diseño

Norma A.070 – Comercio

Norma A.120 – Accesibilidad para personas con discapacidad y adultos mayores

Norma A.130 – Requisitos de Seguridad

Complementariamente se ha utilizado la siguiente normatividad vigente:

Norma Sanitaria de Funcionamiento de Mercados de Abasto y Ferias – DIGESA

Norma de Seguridad - NFPA - National Fire Protection Association Standards

### **3.1.2. Ubicación y terreno**

El Proyecto del Mercado de Abastos se encuentra en la Provincia de Maynas, distrito de Belén, Fracción B, frente a la Calle Cedro / Benavides, a una distancia de 10 cuadras de la actual ubicación del Mercado de Belén, al sur este de la ciudad de Iquitos, lugar en el que se busca dar continuidad al eje comercial de la ciudad, que se generó intuitivamente en base a las necesidades propias de la población que habita en la urbe.

El lote destinado para el Mercado de Abastos corresponde a un lote único que cuenta con un frente aproximado de 146.51 ml. hacia la Ca. Cedro / Benavides

Es un terreno de forma irregular de 65,666.31 metros cuadrados de área, con un perímetro aproximado de 1,472.07 metros lineales.

Debido a la configuración topográfica accidentada del terreno, no es factible establecer una cota topográfica única, encontrado niveles que varían desde los 105.00 msnm. en la zona más alta (colindante a los terrenos del Ejército), hasta los 84.00 msnm. en la ribera del río Itaya.

La pendiente de más de 15%, ha obligado que el diseño se desarrolle a partir de la definición de plataformas que permitan albergar los usos requeridos, previniendo los posibles requerimientos de accesibilidad de discapacitados y del abastecimiento de carga.

### 3.1.3. Linderos y medidas perimétricas:

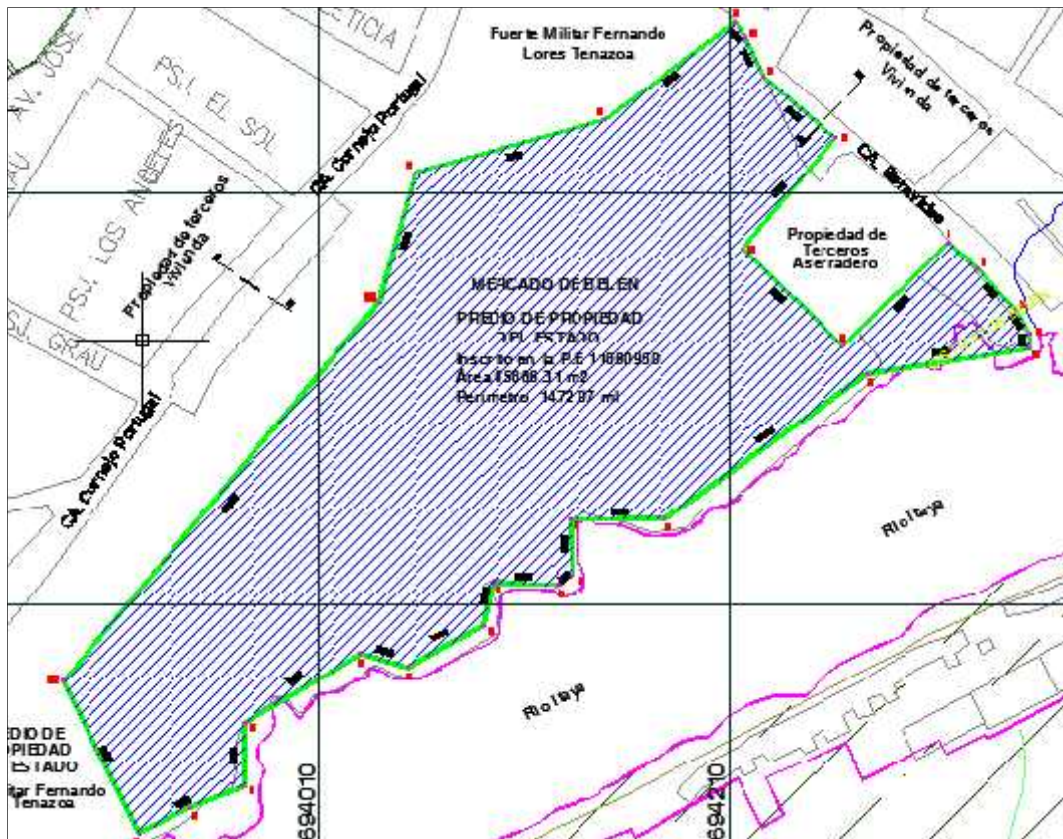
Los linderos y medidas perimétricas establecidas según Partida Registral N° 11060950 del Registro de Predios de Iquitos, son:

**Por el Norte:** Con Propiedad del Estado – Fracción A, mediante cuatro líneas rectas desde el lado A1B1-BC con una distancia total de 481.51 ml.

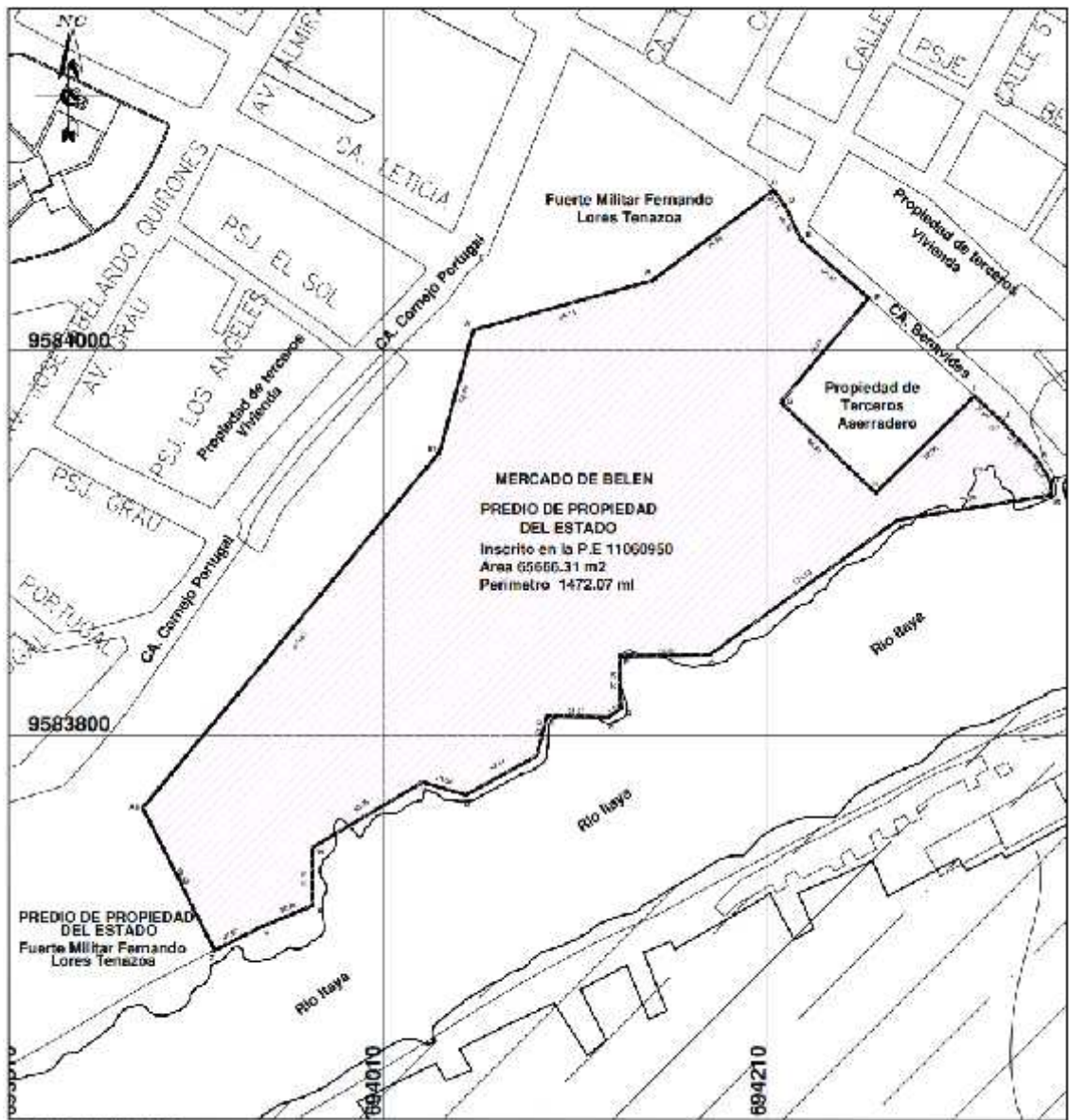
**Por el Este:** Con la Calle Cedro y con Propiedad del Estado – Fracción C, mediante diez líneas rectas desde el lado CD – LM con una distancia total de 353.99 ml.

**Por el Sur:** Con el Rio Itaya, mediante trece líneas rectas desde el lado MN - YZ con una distancia total de 553.68 ml.

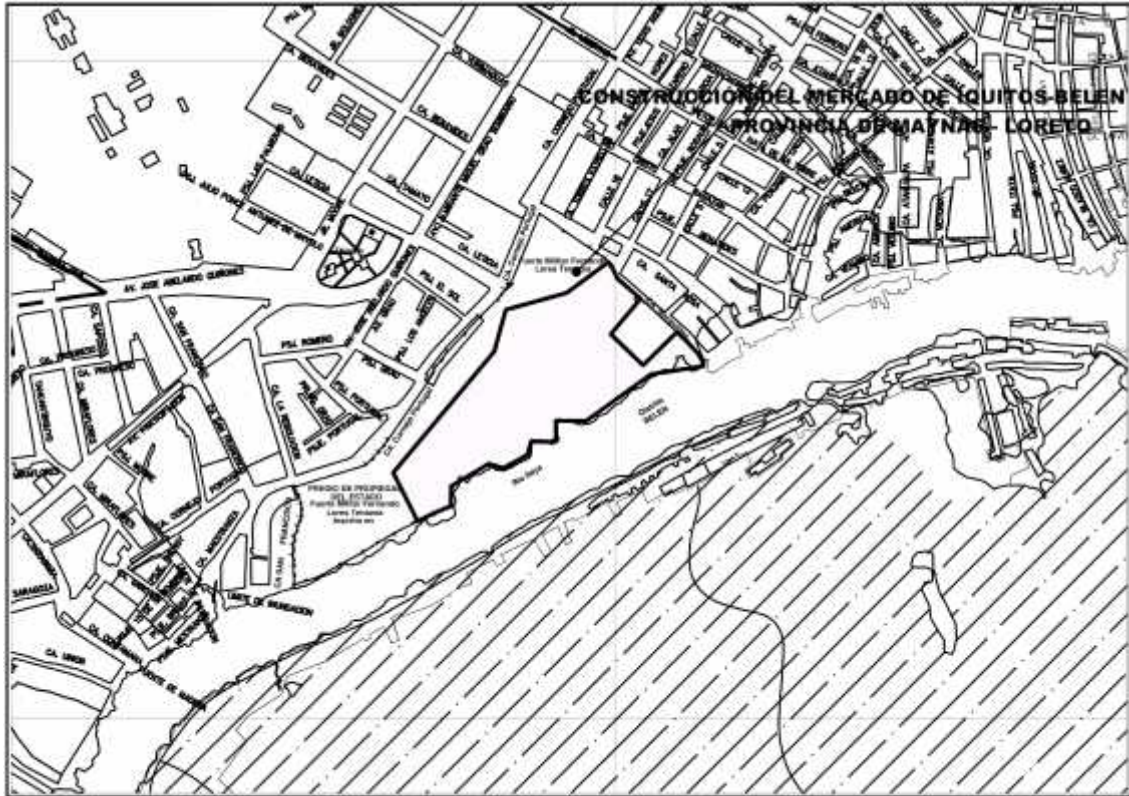
**Por el Oeste:** Con el Pueblo Joven 9 de octubre, mediante una línea recta desde el lado ZA1 con una distancia total de 82.89 ml.



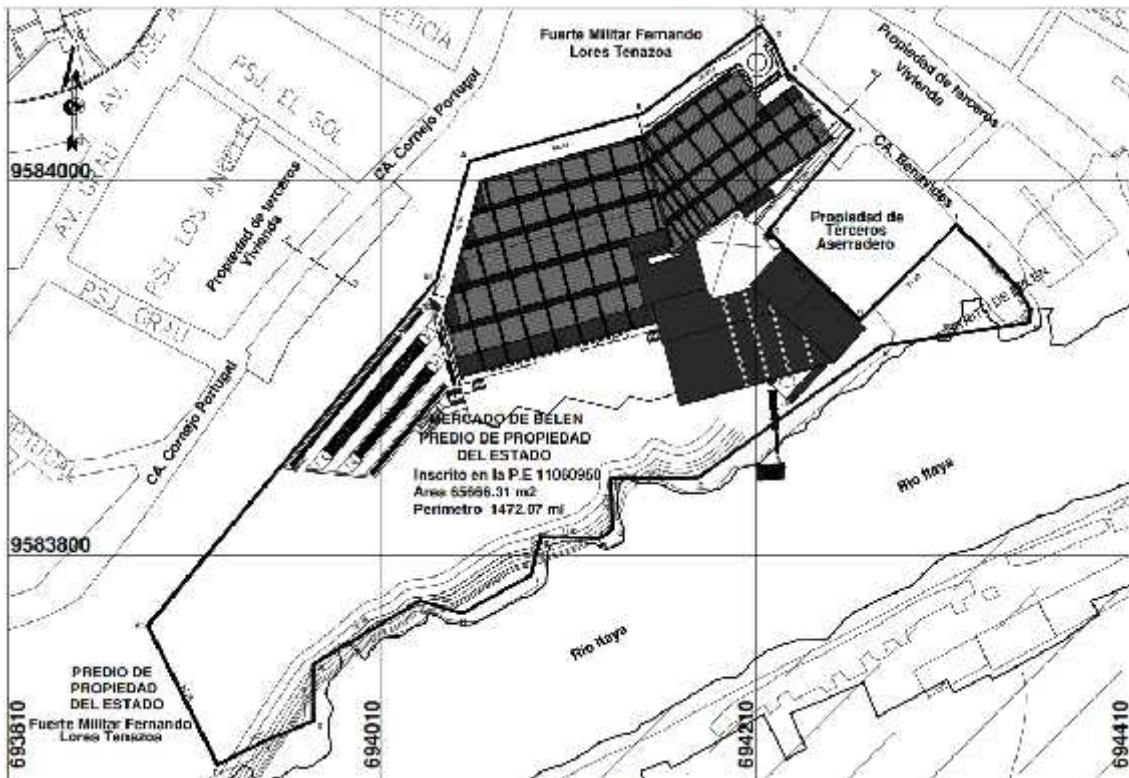
### 3.1.4. Mapa de la zona



PLANO PERIMETRICO  
ESCALA 1:1000



PLANO DE UBICACION  
ESCALA 1/ 10000





### 3.1.5. Cuadro de coordenadas:

VÉRTICE	LADO	DISTANCIA	ANG. INTERNO	ESTE (X)	NORTE (Y)
A	A-B	96.13	120°54'8"	694056.9284	9584010.6197
B	B-C	78.82	201°12'23"	694149.6032	9584036.1586
C	C-D	9.11	91°13'13"	694212.8706	9584083.1680
D	D-E	20.36	167°25'44"	694218.4606	9584075.9702
E	E-F	46.34	203°56'19"	694227.1477	9584057.5615
F	F-G	70.70	90°41'20"	694262.2245	9584027.2850
G	G-H	68.30	266°13'48"	694216.6755	9583973.2131
H	H-I	72.00	268°22'41"	694265.9056	9583925.8709
I	I-J	18.97	92°30'34"	694317.2614	9583976.3346
J	J-K	27.37	176°25'35"	694331.1376	9583963.3983
K	K-L	13.74	167°0'45"	694349.9580	9583943.5200
L	L-M	7.10	145°54'15"	694356.9221	9583931.6720
M	M-N	79.70	102°38'53"	694356.4703	9583924.5880
N	N-O	121.18	206°36'24"	694277.7478	9583912.1213
O	O-P	46.35	144°46'29"	694179.2240	9583841.5711
P	P-Q	27.38	270°43'38"	694132.8723	9583841.2635
Q	Q-R	7.72	124°11'57"	694133.4014	9583813.8923
R	R-S	31.91	143°45'17"	694127.1048	9583809.4329
S	S-T	21.17	256°36'48"	694095.1983	9583809.9557
T	T-U	42.11	133°11'21"	694089.9600	9583789.4427
U	U-V	23.54	134°49'26"	694053.0797	9583769.1141
V	V-W	66.35	227°1'46"	694030.4859	9583775.7263
W	W-X	30.42	238°53'3"	693973.4458	9583741.8351
X	X-Y	27.88	112°33'41"	693973.2341	9583711.4192
Y	Y-Z	27.97	184°34'39"	693947.4126	9583700.9013
Z	Z-A1	82.89	90°0'0"	693922.4310	9583688.3149
A1	A1-B1	240.62	113°24'44"	693885.1356	9583762.3390
B1	B1-A	65.94	204°21'8"	694039.3111	9583947.0742

**TOTAL** **1,472.07** **4679°59'59"**  
**Suma de Ángulos (real) =** 4680°00'00"  
**Error acumulado =** -00°00'01"

### 3.2. Estudio granulométrico

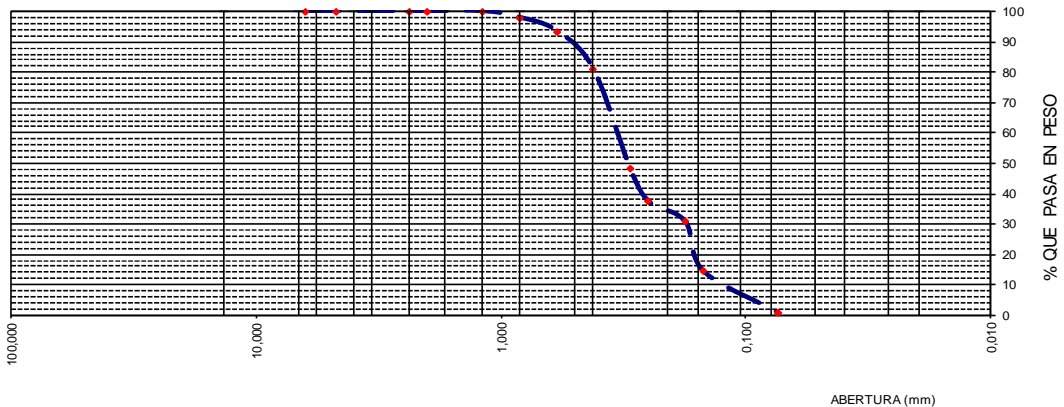
<b>TESIS</b>	:	<b>Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019</b>
<b>UBICACIÓN</b>	:	Belén - Maynas - Loreto
<b>ENTIDAD</b>	:	Universidad Científica del Perú
<b>TESISTAS</b>	:	Dueñas Fotti, Wilber Gálvez del Águila, Araceli Jimena
<b>ENSAYO</b>	:	GRANULOMETRÍA
<b>LUGAR / FECHA</b>	:	IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM C-136

<b>DATOS DE CAMPO</b>	
<b>Cantera</b>	: Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores
<b>Ubicación</b>	: Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto
<b>Fecha de ensayo</b>	: 03/11/2019
<b>Peso de muestra seca</b>	: 1500,00 gr
<b>Peso de muestra lavada</b>	: 1484,40 gr

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Especific.	Observaciones
3"	76,000						
2 1/2"	63,300						L. Líquido : N.P.
2"	50,600						L. Plástico : N.P.
1 1/2"	38,100						Ind. Plástico : N.P.
1"	25,400						Clas. SUCS : SP
3/4"	19,050						Clas. AASHTO : A-3 (0)
1/2"	12,700						
3/8"	9,525						
1/4"	6,350						
Nº4	4,760				100,00		
Nº8	2,380	0,00	0,00	0,00	100,00		
Nº10	2,000	0,00	0,00	0,00	100,00		
Nº16	1,190	0,00	0,000	0,000	100,00		M.F. = 1,44
Nº20	0,840	31,30	2,09	2,09	97,91		
Nº30	0,590	67,70	4,51	6,60	93,40		
Nº40	0,420	187,50	12,50	19,10	80,90		
Nº50	0,297	489,50	32,63	51,73	48,27		
Nº60	0,250	161,50	10,77	62,50	37,50		
Nº80	0,177	99,00	6,60	69,10	30,90		
Nº100	0,149	244,80	16,32	85,42	14,58		
Nº200	0,074	203,10	13,54	98,96	1,04		
cazoleta	.	15,60	1,04	100,00	0,00		

**CURVA GRANULOMETRICA**



<b>ESPECIFICACIONES</b>	:	El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM C - 136, N. T. P. 400.011 y N.T.P. 400.012, los tamices cumplen con los requisitos de la Norma ASTM E 11.
<b>OBSERVACIONES</b>	:	El material empleado en el ensayo, fue trasladado al Laboratorio por el solicitante. según la clasificación del material se tiene que corresponde a una Arena pobremente gradada, arenagrasas, SP A-3 (0) El porcentaje que pasa la malla Nº 200 es de 1,04% Modulo de fineza M.F. = 1,44

### 3.3. Humedad natural de la arena

<b>TESIS</b>	:	Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019
<b>UBICACIÓN</b>	:	Belén - Maynas - Loreto
<b>ENTIDAD</b>	:	Universidad Científica del Perú
<b>TESISTAS</b>	:	Dueñas Fotti, Wilber Gálvez del Águila, Araceli Jimena
<b>ENSAYO</b>	:	
<b>LUGAR / FECHA</b>	:	IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

#### HUMEDAD NATURAL DE LA ARENA ASTM C 70

<b>DATOS DE CAMPO</b>	
<b>Cantera</b>	: Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores
<b>Ubicación</b>	: Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto
<b>Fecha de ensayo</b>	: 03/11/2019

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE LA ARENA HUMEDA + TARA (gr.)	150.00	150.00	150.00
PESO DE LA ARENA SECA + TARA (gr.)	142.60	142.90	142.10
PESO DEL AGUA	7.40	7.10	7.90
PESO DE LA TARA	46.80	46.70	47.10
PESO DE SUELO SECO	95.80	96.20	95.00
% DE HUMEDAD	7.72	7.38	8.32
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	7.81		

**ESPECIFICACIONES** : La Humedad Natural del agregado fino se realizó según las Normas ASTM C 70.

**OBSERVACIONES** : El material empleado en el ensayo, fue trasladado al Laboratorio por el solicitante.

**RESULTADOS** : El % promedio de humedad de la arena es **7.81%**

\_\_\_\_\_  
Responsable del Ensayo

\_\_\_\_\_  
V°B° Jefe del Laboratorio

### 3.4. Peso suelto de la arena

**TESIS** : Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019  
**UBICACIÓN** : Belén - Maynas - Loreto  
**ENTIDAD** : Universidad Científica del Perú  
**TESISTAS** : Dueñas Fotti, Wilber  
Gálvez del Águila, Araceli Jimena  
**ENSAYO**  
**LUGAR / FECHA** : IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

#### **PESO UNITARIO SUELTO DE ARENA**

##### **ASTM C 29**

###### **DATOS DE CAMPO**

**Cantera** : Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores  
**Ubicación** : Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto  
**Fecha de ensayo** : 03/11/2019

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE LA ARENA + MOLDE (gr.)	9367	9364	9362
PESO DEL MOLDE (gr.)	6235	6235	6235
PESO DE LA MUESTRA	3132	3129	3127
VOLUMEN DEL MOLDE	2114	2114	2114
PESO UNITARIO	1.482	1.480	1.479
PROMEDIO PONDERADO (KG/M3.)	1480		

**ESPECIFICACIONES** : El Peso Volumétrico del agregado fino se desarrolló según las Normas ASTM C 29 y N.T.P. 400.017.

**OBSERVACIONES** : El material empleado en el ensayo, fue trasladado al Laboratorio por el solicitante.

**RESULTADOS** : El promedio del peso volumétrico suelto de la arena es de  
**1480 Kg/m3**

\_\_\_\_\_  
Responsable del Ensayo

\_\_\_\_\_  
V°B° Jefe del Laboratorio

### 3.5. Peso compacto de la arena

<b>TESIS</b>	:	Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019
<b>UBICACIÓN</b>	:	Belén - Maynas - Loreto
<b>ENTIDAD</b>	:	Universidad Científica Universidad Científica del Perú
<b>TESISTAS</b>	:	Dueñas Fotti, Wilber Gálvez del Águila, Araceli Jimena
<b>ENSAYO</b>	:	
<b>LUGAR / FECHA</b>	:	IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

### **PESO UNITARIO VARILLADO DE ARENA**

#### **ASTM C 29**

#### **DATOS DE CAMPO**

<b>Cantera</b>	:	Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores
<b>Ubicación</b>	:	Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto
<b>Fecha de ensayo</b>	:	03/11/2019

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE LA ARENA + MOLDE (gr.)	9666	9662	9664
PESO DEL MOLDE (gr.)	6235	6235	6235
PESO DE LA MUESTRA	3431	3427	3429
VOLUMEN DEL MOLDE	2114	2114	2114
PESO UNITARIO	1.623	1.621	1.622
PROMEDIO PONDERADO (KG/M3.)	1622		

**ESPECIFICACIONES** : El Peso Volumétrico del agregado fino se desarrolló según las Normas ASTM C 29 y N.T.P. 400.017.

**OBSERVACIONES** : El material empleado en el ensayo, fue trasladado al Laboratorio por el solicitante.

**RESULTADOS** : El promedio del peso volumétrico varillado de la arena es de  
**1622 Kg/m3**

\_\_\_\_\_  
Responsable del Ensayo

\_\_\_\_\_  
V°B° Jefe del Laboratorio

### 3.6. Peso específico de la arena

**TESIS** : Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019

**UBICACIÓN** : Belén - Maynas - Loreto

**ENTIDAD** : Universidad Científica del Perú

**TESISTAS** : Dueñas Fotti, Wilber  
Gálvez del Águila, Araceli Jimena

**ENSAYO**

**LUGAR / FECHA** : IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

#### GRAVEDAD ESPECIFICA - ABSORCION DE AGREGADOS ASTM C-128

**DATOS DE CAMPO**

**Cantera** : Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores

**Ubicación** : Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto

**Fecha de ensayo** : 03/11/2019

#### Agregado Fino

IDENTIFICACION	1	2	3	PROMEDIO
<b>A</b> Peso Mat. Sat. Sup. Seca (en aire)	200.00	200.00	200.00	
<b>B</b> Peso Frasco + H2O	722.30	723.10	720.80	
<b>C</b> Peso Frasco + H2O + A = (A+B)	922.30	923.10	920.80	
<b>D</b> Peso de Mat. + H2O en el Frasco	844.82	845.18	840.95	
<b>E</b> Vol. Masa + Vol. De Vacío = C-D	77.48	77.92	79.85	
<b>F</b> Peso de Mat. Seco en Estufa (105°C)	196.17	196.72	196.92	
<b>G</b> Vol. Masa = E-A+F	73.65	74.64	76.77	
Peso Especifico Bulk (base seca) = F/E	2.532	2.525	2.466	
Peso Especifico Bulk (base saturada) = A/E	2.581	2.567	2.505	
Peso Especifico Aparente (base seca) = F/C	2.664	2.636	2.565	<b>2.62</b>
% de Absorción = ((A-F)/F)*100	1.95	1.67	1.56	<b>1.73</b>

**ESPECIFICACIONES** : El ensayo Gravedad Específica del agregado fino se desarrolló según las Normas ASTM C 128 y N.T.P. 400.022.

**OBSERVACIONES** : El material empleado en el ensayo, fue trasladado al Laboratorio por el solicitante.

**RESULTADOS** : El promedio del peso específico de la arena es de 2.62 gr/cm<sup>3</sup>  
El promedio del % de absorción es de 1.73 %

SE CONCLUYE QUE LA ARENA ENSAYADA ES OPTIMA PARA USO EN CONSTRUCCION .

\_\_\_\_\_  
Responsable del Ensayo

\_\_\_\_\_  
V°B° Jefe del Laboratorio

### 3.7. Diseño de mezcla a 140 kg/cm<sup>2</sup>

## DISEÑO DE MEZCLA DE MORTERO CEMENTO ARENA

<b>TESIS</b>	:	Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019
<b>UBICACIÓN</b>	:	Belén - Maynas - Loreto
<b>ENTIDAD</b>	:	Universidad Científica del Perú
<b>TESISTAS</b>	:	Dueñas Fotti, Wilber Gálvez del Águila, Araceli Jimena
<b>LUGAR / FECHA</b>	:	IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

### DISEÑO PRELIMINAR DE MEZCLA

#### INFORMACIÓN

#### DISEÑO DE MEZCLA DE MORTERO A LOS 7 DÍAS

Cantera	:	Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores
Ubicación.	:	Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto
Resistencia específica	:	no especificada

#### 1.- MATERIALES

##### CEMENTO : CEMENTO NACIONAL PORTLAND TIPO I - ICO

Peso Específico	=	3.05	gr/cc.
Peso Volumétrico	=	1500	kg/m <sup>3</sup>

##### AGREGADOS FINOS : Arena pobremente gradada, arenagrasas, pocos o ningún fino

Peso Específico	=	2.62	gr/cc
Porcentaje de Absorción	=	1.73	%
Peso Volumétrico Suelto	=	1480	kg/m <sup>3</sup>
Peso Volumétrico Varillado	=	1622	kg/m <sup>3</sup>
Contenido de Humedad de diseño	=	7.81	%
Modulo de Fineza	=	1.44	

#### 2.- CARACTERÍSTICAS

##### DATOS PARA LA DOSIFICACIÓN

Asentamiento Slump	=	2 1/2" - 3"			
Estimación del Agua	=	154	lts/m <sup>3</sup>		
Relación Agua/Cemento (A/C)	=	0.79			
Factor Cemento	=	154 / 0.79	194.94	4.59	Bls/m <sup>3</sup>
Contenido de Aire Atrapado	=	3	%		

### 3.- CALCULO

#### 3.1 CALCULO DE VOLÚMENES ABSOLUTO DE LA MEZCLA

Cemento	=	194,94 Kg/m <sup>3</sup> / 3050	0,064	m <sup>3</sup>
Agua	=	154 / 1000	0,154	m <sup>3</sup>
Aire Atrapado	=	3 %	<u>0,030</u>	m <sup>3</sup>
			0,248	m <sup>3</sup>
Volumen Absoluto	=	0,752	m <sup>3</sup>	
Peso de la Arena	=	1970,47	kg/m <sup>3</sup>	

#### 3.2 VALORES DEL DISEÑO

Cemento	=	194,94	Kg/m <sup>3</sup>
Agua	=	154,00	lts/m <sup>3</sup>
Arena	=	1970,47	kg/m <sup>3</sup>

#### 3.3 CORRECCIÓN POR HUMEDAD DE LA ARENA

Peso Húmedo de la Arena	=	2124,36	kg/m <sup>3</sup>
Humedad Superficial de la Arena	=	6,08	%

Aporte de Humedad :			
Arena	=	119,80	lts/m <sup>3</sup>
Agua Efectiva	=	34,20	lts/m <sup>3</sup>

#### 3.4 PESO DE MATERIALES CORREGIDOS POR HUMEDAD

Cemento	=	194,94	kg/m <sup>3</sup>
Agua Efectiva	=	34,20	lts/m <sup>3</sup>
Arena	=	2124,36	kg/m <sup>3</sup>

#### 3.5 PROPORCIÓN EN PESO ( Kg )

Cemento	=	$\frac{194,94}{194,94}$	=	1,00	
Arena	=	$\frac{2124,36}{194,94}$	=	10,90	
Agua	=	0,18	x 42.50 =	7,46	lts/bls

#### DOSIFICACIÓN:

c	a	agua
1,00	10,90	7,46

#### 3.6 DOSIFICACIÓN POR BOLSA DE CEMENTO

Cemento	=	42,50	Kg/bolsa
Agua Efectiva	=	7,46	Lt./bolsa
Arena	=	463,2	Kg/bolsa



**3.7 PROPORCIÓN EN VOLUMEN ( M3 )**

Peso Unitario Suelto de la Arena S = 1480,29 kg/m3  
Peso Unitario Suelto de la Arena H = 1595,90 kg/m3  
Peso Unitario Suelto del Cemento = 1500,00 kg/m3

De la Dosificación en peso 1,00 10,90 7,46

**DOSIFICACIÓN :**

<b>c</b>	<b>a</b>	<b>agua</b>	
1,00	10,16	7,46	lts/bls

- ESPECIFICACIONES :** El Diseño de Mezcla se desarrollo según especificaciones del COMITÉ N° 211 - ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE) seguida de las experiencias de diseño registradas en el Laboratorio.
- OBSERVACIONES :** El material empleado en la mezcla es arena gris con partículas finas, se recomienda verificar el contenido de humedad de la arena antes de emplear en la mezcla de concreto, a fin de obtener resultados adecuados conforme el diseño de mezcla realizado.  
Temperatura de ambiente entre 28 a 31°C.
- RECOMENDACIONES :** El concreto de arena deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación total de los materiales, formando una masa uniforme dentro del tiempo especificado y descargando el concreto sin segregación. La tanda deberá ser descargada hasta que el tiempo de mezclado se haya cumplido, este no será menor de 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor.

### 3.8. Ensayo de compresión

# ENSAYO DE COMPRESIÓN

DE DISEÑO PRELIMINAR PARA ROTURA A 07 DÍAS 140 KG/CM<sup>2</sup>

**REF. NORMA**

**ASTM**

**C-39**

<b>OBRA</b>	:	Uso de bolsacretos para reforzamiento de muro y estabilidad aplicado en el gran mercado de Belén - Maynas 2019
<b>UBICACIÓN</b>	:	Belén - Maynas - Loreto
<b>ENTIDAD</b>	:	Universidad Científica del Perú
<b>SOLICITANTE</b>	:	Dueñas Fotti, Wilber Gálvez del Águila, Araceli Jimena
<b>FECHA</b>	:	IQUITOS - martes, 12 de Noviembre de 2019

**f'c de Diseño** : **No especificada**

Nº Mst.	Estructura o Identificación	Fecha de vaciado	Fecha de ensayo	Edad (días)	Diam. (cm)	Carga Max.(KN)	Carga Max.(Kgf)	Area (Cm <sup>2</sup> )	Res.Obt. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Resist. Promedio
1	TESTIGO	04/11/2019	11/11/2019	7	15,00	223	22 732	177	129	128
2	TESTIGO	04/11/2019	11/11/2019	7	15,00	220	22 426	177	127	
3	TESTIGO	26/03/2005	24/04/2005	28	15,00	224	22 834	177	129	

**OBSERVACIÓN**

- Las probetas se ensayaron utilizando un Equipo Econocap, según ASTM C-1231
- Las probetas fueron elaboradas en el Laboratorio, con fecha 4 de noviembre de 2019
- El Laboratorio solo se responsabiliza por el ensayo y determinación del resultado.
- Las probetas fueron curadas 7 días.

**ESPECIFICACIONES** - Los Ensayos se realizaron según las Normas ASTM C-39 y N.T.P. 339.034.

**RESULTADOS.** - Con una resistencia promedio a la compresion de  $f_c = 128$  Kg/cm<sup>2</sup>.

La resistencia mínima para los 7 días es de 98 kg/cm<sup>2</sup>. Aquí se obtuvo 128 kg/cm<sup>2</sup>, que es mucho mayor.

### 3.9. Análisis de la estabilidad del muro de concreto, por el proyectista

#### 1. Cargas de Servicio

##### **a. Cargas Muertas**

Concreto Armado : 2400 kg/m<sup>2</sup>

Arena compactada : 1900 kg/m<sup>2</sup>

##### **b. Cargas Vivas o Sobrecargas**

Sobrecarga : 960 kg/m<sup>2</sup>.

#### 2. Norma utilizadas

Reglamento de Edificaciones E.020 Cargas

Reglamento de Edificaciones E.060 Concreto Armado 2009

#### 3. Combinaciones de Carga

Se considera casos criticos que producen mayores fuerzas :

$$C1 = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

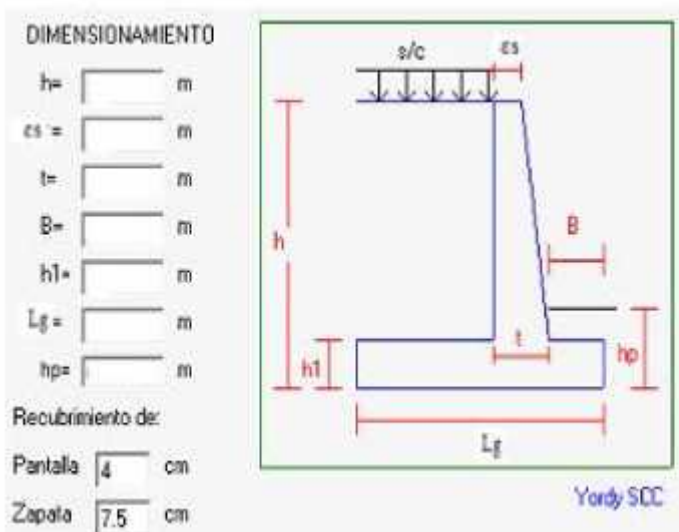
$$C2 = 0.90 CM$$

Donde:

CM: carga muerta

CE: empuje del suelo

CV: carga viva



#### 4. Datos :

$\gamma_{sc} := 1320$	kg/m <sup>2</sup>	$h := 4.5$	mts	$P := 6250$	kg
$\gamma := 2000$	kg/m <sup>3</sup>	$e_s := .25$	mts	$K_h := 0$	
$\theta := 0$		$t := .45$	mts	$K_v := 0$	
$\gamma_c := 2400$	kg/m <sup>3</sup>	$B := .5$	mts	$\beta := 0$	$\beta_1 := \frac{\pi}{2}$
$\sigma_t := 1.85$	kg/cm <sup>2</sup>	$h_1 := 0.5$	mts	$\delta_i := 0$	
$f_c := 210$	kg/cm <sup>2</sup>	$L_g := 3.5$	mts		
$f_y := 4200$	kg/cm <sup>2</sup>	$H_p := 0$	mts		
		$\phi := 30 - \frac{\pi}{180}$		$O := \text{atan}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$	
$\mu := \begin{cases} \tan(\phi) & \text{if } \tan(\phi) < 0.6 \\ 0.6 & \text{otherwise} \end{cases}$				$O = 0$	
$\mu = 0.577$				$K_{ad} := 0$	

Nota: Se esta considerando una sobre carga de 960 kg/m<sup>2</sup> y una losa de 15 cm de concreto ( no se resta el espesor de la losa al relleno para mayor seguridad)

#### Empuje Pasivo:

$$K_p := \cos(\theta) \cdot \frac{\cos(\theta) + \sqrt{(\cos(\theta))^2 - \cos(\phi)^2}}{\cos(\theta) - \sqrt{(\cos(\theta))^2 - \cos(\phi)^2}}$$

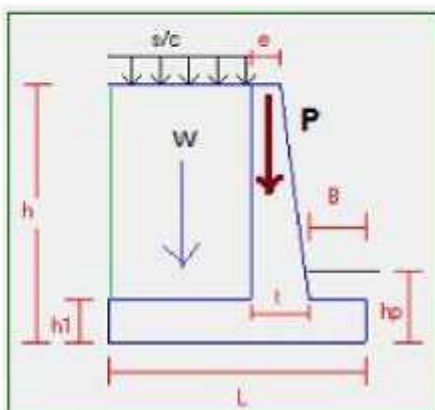
$$K_p = 3$$

#### Empuje Activo:

$$K_a := \cos(\theta) \cdot \frac{\cos(\theta) - \sqrt{(\cos(\theta))^2 - \cos(\phi)^2}}{\cos(\theta) + \sqrt{(\cos(\theta))^2 - \cos(\phi)^2}}$$

$$K_a = 0.333$$

#### 5. Calculo de Fuerzas



$$w := \left( h - h1 + \frac{\gamma_{sc}}{\gamma} \right) \cdot \gamma \cdot (Lg - t - B)$$

$$Ea1 := Ka \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

$$Ea2 := Ka \cdot \gamma_{sc} \cdot h$$

$$Pm := (h - h1) \cdot \frac{(\epsilon s + t) \cdot \gamma c}{2}$$

$$Pms := Kh(h - h1) \cdot \frac{(\epsilon s + t) \cdot \gamma c}{2}$$

$$Pl := Lg \cdot h1 \cdot \gamma c$$

$$Ep := Kp \cdot \left( \gamma \cdot \frac{Hp^2}{2} \right)$$

$$Pls := Kh \cdot Lg \cdot h1 \cdot \gamma c$$

$$Ed := 0 \quad \Delta Ed := 0$$

$$\Delta Ed = 0$$

$$Ea1 = 6.75 \times 10^3$$

### **Estabilidad al deslizamiento**

$$FSD := \frac{(w + Pm + Pl + P) \cdot \mu + Ep}{Ea1 + Ea2 + \Delta Ed + Pms + Pls}$$

$$w + Pm + Pl + P = 3.758 \times 10^4$$

$$FSD = 2.485$$

### **Estabilidad al Volteo**

$$Ml := (Lg)^2 \cdot h1 \cdot \frac{\gamma c}{2}$$

$$MP := P \cdot \left( B + t - \frac{\epsilon s}{2} \right)$$

$$Mls := Kh \cdot Lg \cdot \gamma c \cdot \frac{h1^2}{2}$$

$$Mm1 := \left[ B + \frac{2(t - \epsilon s)}{3} \right] \cdot (t - \epsilon s) \cdot (h - h1) \cdot \frac{\gamma c}{2}$$

$$Mkd := \Delta Ed \cdot 0.6 \cdot h$$

$$Mmls := \left[ h1 + \frac{(h - h1)}{3} \right] \cdot Kh \cdot (t - \epsilon s) \cdot (h - h1) \cdot \frac{\gamma c}{2}$$

$$Mkd = 0$$

$$Mm2 := \epsilon s \cdot (h - h1) \cdot \left( B + t - \epsilon s + \frac{\epsilon s}{2} \right) \cdot \gamma c$$

$$Mm2s := Kh \cdot \epsilon s \cdot \gamma c \cdot \left( h1 + \frac{h - h1}{2} \right) \cdot (h - h1)$$

$$Ms := (Lg - B - t) \cdot \left( h - h1 + \frac{\gamma_{sc}}{\gamma} \right) \cdot \left[ B + t + \frac{(Lg - B - t)}{2} \right] \cdot \gamma$$

$$Mp := Ep \cdot \frac{Hp}{3}$$

$$Ma1 := Ea1 \cdot \frac{h}{3}$$

$$Ma2 := Ea2 \cdot \frac{h}{2} \quad FSV := \frac{Ml + Mm1 + Mm2 + Ms + Mp + MP}{Ma1 + Ma2 + Mkd + Mmls + Mm2s + Mls} \quad FSV = 4.662$$

### FSV max 1.5 incluido empuje por bloque sismico.

Nota: -Al ser alto el factor contra el volteo, no necesita revision por accion sismica debido a que el coeficiente sismico ( $A_g$ ) es el mas bajo de la norma **Tipo I = 0.10g**; para el bloque de tierra el coeficiente horizontal es  $A_g/2 = 0.1/2$  igual **0.05g que es muy bajo.**

### PRESIONES EN EL TERRENO

#### a) Gravedad

$$d := \frac{(Ml + Mm1 + Mm2 + Ms + Mp + MP - Ma1 - Ma2)}{(w + Pm + Pl + P)}$$

$$d = 1.421 \quad \frac{Lg}{6} = 0.583$$

$$ex := \frac{Lg}{2} - d$$

$$ex = 0.329 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} := \begin{cases} Rv \leftarrow w + Pm + Pl + P \\ \frac{2 \cdot Rv}{3 \cdot \left( \frac{Lg}{2} - |ex| \right)} \text{ if } \frac{Lg}{6} \leq |ex| \leq \frac{Lg}{2} \\ \frac{Rv \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot |ex|}{Lg} \right)}{Lg} \text{ if } 0 \leq |ex| \leq \frac{Lg}{6} \\ \text{"aumentar seccion" otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{min} := \begin{cases} Rv \leftarrow w + Pm + Pl + P \\ 0 \text{ if } \frac{Lg}{6} \leq |ex| \leq \frac{Lg}{2} \\ \frac{Rv \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot |ex|}{Lg} \right)}{Lg} \text{ if } 0 \leq |ex| \leq \frac{Lg}{6} \\ \text{"aumentar seccion" otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = 1.679 \times 10^4 \text{ kg/m}^2 \quad \sigma_{min} = 4.68 \times 10^3 \text{ kg/m}^2 \quad \sigma_t = 1.85 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.10. Análisis de la estabilidad del muro de SUELO REFORZADO

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO

CORTE: **SECCION TIPICA DEL MURO**

TESISTAS: DUEÑAS FOTTI, Wilber

GÁLVEZ DEL ÁGUILA, Araceli Jimena

TESIS **USO DE BOLSACRETOS PARA REFORZAMIENTO DE MURO Y ESTABILIDAD APLICADO EN EL GRAN MERCADO DE BELÉN - MAYNAS 2019**

	X	Y
P1	0	0
P2	0	0,60
P3	0,40	0,60
P4	0,40	4,50
P5	2,40	4,50
P6	3,40	0,60
P7	3,60	0,60
P8	3,60	0

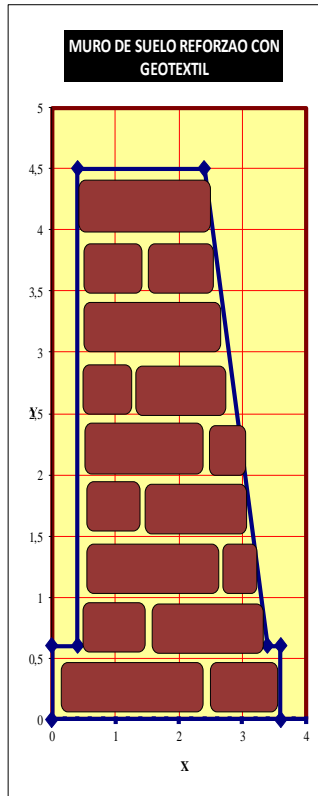
**ALTURA TOTAL** = 4,50 m  
**H - FUNDACIÓN (\*)** = 0,60 m

**SECCIÓN RECTANGULAR**  
 BASE B = 3,60 m  
 ALTURA H = 0,60 m

**SECCIÓN TRAPEZOIDAL**  
 BASE MENOR = 2,00 m  
 TALUD IZQUIERDO = 0,128  
 BASE MAYOR = 3,00 m  
 ALTURA = 3,90 m  
 Base Triangulo Izquierdo = 0,00 m  
 Base Triangulo Derecho = 1,00 m

**VOLADOS**  
 IZQUIERDA = 0,40 m  
 DERECHA = 0,20 m

LONGITUD DE ESTUDIO L = 1,00 m  
 AREA DE MURO = 11,910 m<sup>2</sup>  
 AREA DE RELLENO = 2,730 m<sup>2</sup>  
 CG muro Xcg = 1,691 m Ycg = 2,036 m  
 CG relleno Xcg = 3,190 m Ycg = 3,014 m  
 Carga unitaria q<sub>0</sub> = 6,881 Ton/m<sup>2</sup>



Punto donde actúa el empuje:  
 Brazo en eje X = 3,200 m  
 Brazo en eje Y = 1,500 m

ANÁLISIS PARA UN METRO DE LONGITUD

**DATOS**

Peso esp suelo  $\gamma_1$  = 1,660 t/m<sup>3</sup>  
 Peso esp del Suelo reforzado A-3  $\gamma_c$  = 2,080 t/m<sup>3</sup>  
 Angulo fricción interna del relleno  $\phi_1$  = 30  
 Límite Líquido (LL) = 60,06  
 Angulo paramento interior con vertical w = 14,38  
 Angulo del empuje con la Normal Z = 14,38  
 Angulo del relleno con la horizontal d = 8,00  
 Coeficiente de fricción en la base f = 0,58  
 Resistencia del suelo = 1,85 kg/cm<sup>2</sup>  
 Coef empuje activo Ka (Coulomb) = 0,470  
 Coef empuje activo Ka (Rankine-1) = 0,343  
 Coef empuje pasivo Kp (Rankine-2) = 2,855

**RESULTADOS**

Empuje activo - Coulomb = 7,905 t  
 Empuje activo - Rankine 1 = 5,773 t  
 Empuje pasivo - Rankine 2 = 0,853 t  
 Peso del muro = 24,773 t  
 Peso del relleno = 4,532 t  
 Empuje vertical (Rankine) = 2,778 t  
 Empuje horizontal (Rankine) = 5,060 t  
 Fricción del solado con el terreno = 16,919 t  
 F.S.D. = 3,829 Rankine  
 F.S.V. = 8,594 Rankine  
 Presión máxima = 0,814 kg/cm<sup>2</sup>  
 Xa = 1,797 m  
 Excentricidad E = 0,003 m  
 B / 6 = 0,600 m  
 Capacidad de carga  $\sigma_1$  = 0,818 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_2$  = -6,091 kg/cm<sup>2</sup>

#### 1 Revisión por volteo respecto a la punta

F.S.V. = 8,594 > 1,5 ok

#### 2 Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base

F.S.D. = 3,829 > 1,5 ok

#### 3 Revisión por falla de capacidad de carga de la base

Capacidad de carga  $\sigma_1 = 0,818$  kg/cm<sup>2</sup> < Resistencia del suelo = 1,85 kg/cm<sup>2</sup> ok

#### 4 Para el cálculo del asentamiento

$C_c$  = Índice de compresión  $C_c = 0,543$   $C_c = 0,0326$  (LL-43,4)  $C_c = 0,009$  (LL-10)  $C_c = 0,2343$  (LL/100)Gs 23,3596  
 $C_s$  = Índice de expansibilidad  $C_s = 0,032$   $C_s = 0,00045$  (LL+11,9) 0,032382  
 $H$  = Espesor de la capa de arcilla  $H = 2,500$

$e_0$  = Relación de vacíos inicial del estrato de arcilla  $e_0 = 2,571$   $e_0 = (C_c - 0,0083)/0,208$   
 $p_0$  = Presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla  $p_0 = 2,778$   
 $\Delta p_{prom}$  = Incremento de presión promedio  $\Delta p_{prom} = 1,693$   $\Delta p_{prom} = q_0 \times I_a$   $m = B/H$   $m = 6$   $I_a = 0,25$   
 $S_c$  = Asentamiento  $n = L/H$   $n = 1,67$   
 $S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0}$  **Asentamiento  $S_c = 0,079$  m** **< Asentamiento máximo permisible 0,15 m**  
**ok**

**5 Para la revisión por estabilidad de conjunto**

**5.1 Falla por cortante superficial**

Esta falla sucede debajo de la base del muro como resultado de un esfuerzo cortante excesivo inducido a lo largo de la superficie cilíndrica. Se chequea, con el factor de seguridad al deslizamiento. Si el factor de seguridad al deslizamiento es mayor que 1,5, la falla NO OCURRE.

F.S.D. = 3,829 **ok**

Peso específico  $\gamma_1 = 1,66 \text{ t/m}^3$   
 Ángulo de fricción  $\phi_1 = 30^\circ$   
 Cohesión  $c_1 = 35 \text{ kN/m}^2$

$H^* = 4,56$   
 $H^{*2} = 20,796$   
 $K_a = 0,303$

**5.2 Falla por cortante profundo**

N° Dovel	Área	Peso Específico	Peso (W)	Ángulo ( $\alpha$ )	W. Sen $\alpha$	$P_a \bar{X}/r$	(W sen $\alpha$ ) + $P_a \bar{X}/r$
1	1,011	1,660	1 678,260	66°59'23,99"	1 541,732	0,91	1 545,64
2	5,781	2,080	12 034,480	48°52'49,99"	9 058,525	0,91	9 059,43
							$\Sigma(W \text{ sen } \alpha) + P_a \bar{X}/r = 10 605,07$

$r = 8,00 \text{ m}$   
 $P_a = 5,92771 \text{ kN}$   
 $\bar{X} = 1,226 \text{ m}$

1er. Tanteo

N° Dovel	Área	Peso Específico	Peso (W <sub>i</sub> )	Ángulo ( $\alpha_i$ )	W <sub>i</sub> tg $\theta_2$ cos $\alpha_i$	$c_2 h + c_2 b + C_2 h$
3	1,611	1,660	2 674,260	67°0'17,99"	652,802	246,11
4	5,825	2,300	13 477,500	54°1'20"	4 562,029	246,11
5	0,878	2,300	2 019,400	50°42'52,99"	692,520	246,11
6	2,958	1,555	4 599,690	53°47,99"	1 726,979	246,11
7	6,971	1,555	10 839,905	54°44'30,99"	3 910,085	246,11
					$\Sigma(W_i \text{ tg } \theta_2 \text{ cos } \alpha_i) + c_2 h + c_2 b + C_2 h = 12 174,98$	

F.S.(falla por cortante profundo) = 1,20

2do. Tanteo

N° Dovel	Área	Peso Específico	Peso (W <sub>i</sub> )	Ángulo ( $\alpha_i$ )	W <sub>i</sub> tg $\theta_2$ cos $\alpha_i$	$c_2 h + c_2 b + C_2 h$
8	8,279	1,660	13 743,140	56°20'52"	4 746,376	246,11
9	2,958	1,555	4 599,690	53°4'33,99"	1 726,689	246,11
10	6,971	1,555	10 839,905	54°44'30,99"	3 910,085	246,11
					$\Sigma(W_i \text{ tg } \theta_2 \text{ cos } \alpha_i) + c_2 h + c_2 b + C_2 h = 11 121,89$	

F.S.(falla por cortante profundo) = 1,05

3er. Tanteo

N° Dovel	Área	Peso Específico	Peso (W)	Ángulo ( $\alpha$ )	W <sub>i</sub> tg $\theta_2$ cos $\alpha_i$	$c_2 h + c_2 b + C_2 h$
11	8,703	1,660	14 513,380	50°20'52,99"	5 025,526	246,11
12	2,958	1,555	4 599,690	53°0'56"	1 729,117	246,11
13	6,971	1,555	10 839,905	54°44'30,99"	3 910,085	246,11
					$\Sigma(W_i \text{ tg } \theta_2 \text{ cos } \alpha_i) + c_2 h + c_2 b + C_2 h = 738,34$	

F.S.(falla por cortante profundo) = 0,07

Según BRAJA M. DAS (2001), el valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado

F.S.(falla por cortante profundo) = 0,07 < Todas las **ok**

$\gamma_2 = 1,555 \text{ t/m}^3$   
 $\phi_2 = 32^\circ$   
 $c_2 = 16,000 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_3 = 1,482 \text{ t/m}^3$   
 $\phi_3 = 36^\circ$   
 $c_3 = 8,000 \text{ kN/m}^2$

$h_1 = 3,416 \text{ m}$   
 $h_2 = 13,004 \text{ m}$   
 $h_3 = 5,464 \text{ m}$



## RESUMEN DE LAS 5 REVISIONES

1 Revisión por volteo respecto a la punta	F.S.V. =	8,594	>	1,5		ok
2 Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	F.S.D. =	3,829	>	1,5		ok
3 Revisión por falla de capacidad de carga de la base	$\bar{\sigma}_1 =$	0,818	<	$\bar{\sigma}_1 =$	1,85	ok
4 Revisión por asentamiento	Sc =	0,079	<	0,15	m	ok
5 Revisión por estabilidad de conjunto	FS(falla por cortante profunda) =	0,07	<	todos		ok

### 3.11. Análisis de la estabilidad del muro de BOLSACRETO

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MURO BOLSACRETO

CORTE: **SECCIÓN TÍPICA DEL MURO**

TESISTAS: DUEÑAS FOTTI, Wilber

GÁLVEZ DEL ÁGUILA, Araceli Jimena

TESIS **USO DE BOLSACRETO PARA REFORZAMIENTO DE MURO Y ESTABILIDAD APLICADO EN EL GRAN MERCADO DE BELÉN - MAYNAS 2019**

	X	Y
P1	0	0
P2	0	0,60
P3	0,40	0,60
P4	0,40	4,50
P5	2,40	4,50
P6	3,40	0,60
P7	3,60	0,60
P8	3,60	0

**ALTURA TOTAL** = 4,50 m  
**H - FUNDACIÓN (\*)** = 0,60 m

**SECCIÓN RECTANGULAR**

BASE B = 3,60 m  
 ALTURA H = 0,60 m

**SECCIÓN TRAPEZOIDAL**

BASE MENOR = 2,00 m  
 TALUD IZQUIERDO = 0,128  
 BASE MAYOR = 3,00 m  
 ALTURA = 3,90 m  
 Base Triangulo Izquierdo = 0,00 m  
 Base Triangulo Derecho = 1,00 m

**VOLADOS**

IZQUIERDA = 0,40 m  
 DERECHA = 0,20 m

LONGITUD DE ESTUDIO L = 1,00 m

AREA DE MURO = 11,910 m<sup>2</sup>

AREA DE RELLENO = 2,730 m<sup>2</sup>

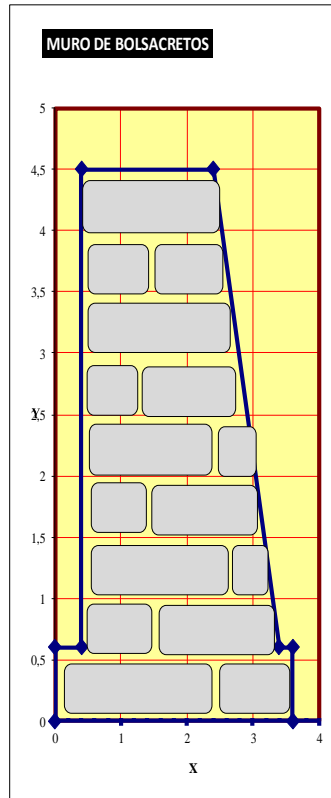
CG muro Xcg = 1,691 m

Ycg = 2,036 m

CG relleno Xcg = 3,190 m

Ycg = 3,014 m

Carga unitaria q<sub>0</sub> = 7,609 Ton/m<sup>2</sup>



Punto donde actúa el empuje:

Brazo en eje X = 3,200 m

Brazo en eje Y = 1,500 m

ANÁLISIS PARA UN METRO DE LONGITUD

**DATOS**

Peso esp suelo γ<sub>1</sub> = 1,660 t/m<sup>3</sup>  
 Peso esp del bolsacreto γ<sub>c</sub> = 2,300 t/m<sup>3</sup>  
 Angulo fricción interna del relleno φ<sub>i</sub> = 30  
 Límite Líquido (LL) = 60,06  
 Angulo paramento interior con vertical w = 14,38  
 Angulo del empuje con la Normal Z = 14,38  
 Angulo del relleno con la horizontal d = 8,00  
 Coeficiente de fricción en la base f = 0,58  
 Resistencia del suelo = 1,85 kg/cm<sup>2</sup>  
 Coef empuje activo Ka (Coulomb) = 0,470  
 Coef empuje activo Ka (Rankine-1) = 0,343  
 Coef empuje pasivo Kp (Rankine-2) = 2,855

**RESULTADOS**

Empuje activo - Coulomb = 7,905 t  
 Empuje activo - Rankine 1 = 5,773 t  
 Empuje pasivo - Rankine 2 = 0,853 t  
 Peso del muro = 27,393 t  
 Peso del relleno = 4,532 t  
 Empuje vertical (Rankine) = 2,778 t  
 Empuje horizontal (Rankine) = 5,060 t  
 Fricción del solado con el terreno = 18,432 t  
 F.S.D. = 4,128 Rankine  
 F.S.V. = 9,178 Rankine  
 Presión máxima = 0,887 kg/cm<sup>2</sup>  
 X<sub>a</sub> = 1,789 m  
 Excentricidad E = 0,011 m  
 B / 6 = 0,600 m  
 Capacidad de carga σ<sub>1</sub> = 0,903 kg/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>2</sub> = -6,091 kg/cm<sup>2</sup>

**1 Revisión por volteo respecto a la punta**

F.S.V. = 9,178 > 1,5 ok

**2 Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base**

F.S.D. = 4,128 > 1,5 ok

**3 Revisión por falla de capacidad de carga de la base**

Capacidad de carga σ<sub>1</sub> = 0,903 kg/cm<sup>2</sup> < Resistencia del suelo = 1,85 kg/cm<sup>2</sup> ok

**4 Para el cálculo del asentamiento**

C<sub>c</sub> = Índice de compresión = 0,543 C<sub>c</sub> = 0,0326 (LL-43,4) C<sub>c</sub> = 0,009(LL-10) C<sub>c</sub> = 0,2343(LL/100)Gs 23,3596  
 C<sub>s</sub> = Índice de expansibilidad = 0,032 C<sub>s</sub> = 0,00045 (LL+11,9) 0,032382  
 H = Espesor de la capa de arcilla = 2.500

$\theta_0$  = Rotación devoración inicial del estrato de arcilla  $\theta_0 = 2,571$   $m = (G - 0,0083) / 0,208$   
 $p_0$  = Presión efectiva promedio sobre el estrato de arc  $p_0 = 2,778$   
 $\Delta p_{prom}$  = Incremento de presión promedio  $\Delta p_{prom} = 1,872$   $\Delta p_{prom} = q_0 \times i_2$   $m = B/H$   $m = 6$   $i_2 = 0,25$   
 $S_c$  = Asentamiento  $n = L/H$   $n = 1,67$

$$S_c = \frac{C_u H}{1 + e_v} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0}$$

Asentamiento  $S_c = 0,085$  m < Asentamiento máximo permisible 0,15 m  
 ok

**5 Para la revisión por estabilidad de conjunto**

**5.1 Falla por cortante superficial**

Esta falla sucede debajo de la base del muro como resultado de un esfuerzo cortante excesivo inducido a lo largo de la superficie cilíndrica. Se chequea, con el factor de seguridad al deslizamiento. Si el factor de seguridad al deslizamiento es mayor que 1,5, la falla NO OCURRE.

F.S.D. = 4,128 Rankine

Propiedades del suelo:  
 Peso específico  $\gamma_1 = 1,66$  t/m<sup>3</sup>  
 Ángulo de fricción  $\phi_1 = 30^\circ$   
 Cohesión  $c_1 = 35$  kN/m<sup>2</sup>  
 $H^* = 4,56$   
 $H^{*2} = 20,786$   
 $K_a = 0,393$

Nº Dorsale	Área	Peso Específico	Peso (W)	Ángulo ( $\alpha$ )	W. Res us	$P_u \bar{X}/r$	(W servu) + $P_u \bar{X}/r$
1	1,011	1,660	1 678,260	66°59'23,99"	1 544,732	0,91	1 545,64
2	3,781	2,300	13 286,300	43°52'49,99"	10 606,638	0,91	10 617,55
$\Sigma(W \text{ servu}) + P_u \bar{X}/r =$							11 963,19

1er. Tanteo

Nº Dorsale	Área	Peso Específico	Peso (W <sub>1</sub> )	Ángulo ( $\alpha_1$ )	W <sub>1</sub> tg $\phi_1$ cos $\alpha_1$	$c_1 b + c_2 b + c_3 b$
3	1,611	1,660	2 674,260	67°07'11,99"	652,802	246,11
4	3,425	2,300	12 477,500	54°11'39"	4 962,059	246,11
5	0,878	2,300	2 019,800	56°47'52,99"	692,530	246,11
6	2,958	1,555	4 599,690	53°41'59"	1 726,979	246,11
7	6,971	1,555	10 839,565	54°44'30,99"	3 910,085	246,11
$\Sigma(W_1 \text{ tg } \phi_1 \text{ cos } \alpha_1) + c_1 b + c_2 b + c_3 b =$						12 774,98

FS (falla por cortante profunda) = 1,30

2do. Tanteo

Nº Dorsale	Área	Peso Específico	Peso (W <sub>1</sub> )	Ángulo ( $\alpha_1$ )	W <sub>1</sub> tg $\phi_1$ cos $\alpha_1$	$c_1 b + c_2 b + c_3 b$
8	8,279	1,660	13 743,140	50°26'32"	4 746,376	246,11
9	2,958	1,555	4 599,690	53°41'59"	1 726,980	246,11
10	6,971	1,555	10 839,565	54°44'30,99"	3 910,085	246,11
$\Sigma(W_1 \text{ tg } \phi_1 \text{ cos } \alpha_1) + c_1 b + c_2 b + c_3 b =$						11 923,49

FS (falla por cortante profunda) = 0,96

3er. Tanteo

Nº Dorsale	Área	Peso Específico	Peso (W)	Ángulo ( $\alpha$ )	W <sub>1</sub> tg $\phi_1$ cos $\alpha_1$	$c_1 b + c_2 b + c_3 b$
11	8,743	1,660	14 513,380	50°32'52,99"	5 025,336	246,11
12	2,958	1,555	4 599,690	53°41'59"	1 726,117	246,11
13	6,971	1,555	10 839,565	54°44'30,99"	3 910,085	246,11
$\Sigma(W_1 \text{ tg } \phi_1 \text{ cos } \alpha_1) + c_1 b + c_2 b + c_3 b =$						758,34

FS (falla por cortante profunda) = 0,06

Según BRAJA M. DAS (2001), el valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado.

FS (falla por cortante profunda) = 0,06 < Todos ok

## RESUMEN DE LAS 5 REVISIONES

1 Revisión por volteo respecto a la punta	F.S.V. =	9,178	>	1,5	ok
2 Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	F.S.D. =	4,128	>	1,5	ok
3 Revisión por falla de capacidad de carga de la base	$\sigma_1 =$	0,903	<	$\sigma_t = 1,85$	ok
4 Revisión por asentamiento	Sc =	0,085	<	0,15	m ok
5 Revisión por estabilidad de conjunto	FS (falla por cortante profunda) =	0,06	<	todos	ok

### 3.12. Análisis estático y pseudo-estático utilizando el Reglamento

El análisis estático está considerado con el cálculo de los chequeos y sus propias cargas, pero para el análisis pseudo estático, se incrementa el factor de las isoaceleraciones a la carga de cada dovela calculada con lo que resulta la carga acelerada-

De la figura se toma el factor 0.16 que corresponde a Iquitos.

#### ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DEL MURO DE BOLSACRETOS

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso (W)	Ángulo ( $\omega$ )	W. Sen $\omega$	$P_a \bar{X}/r$	$(W \text{ sen } \omega) + P_a \bar{X}/r$
-----------	------	-----------------	--------------------	----------	---------------------	-----------------	-----------------	---

1	1,011	1,660	1,160	1 946,782	66°59'23,99"	1 791,889	0,91	1 792,80
2	5,781	2,300	1,160	15 423,708	48°52'49,99"	11 619,300	0,91	11 620,21

$$\Sigma(W \text{ sen } \omega) + P_a \bar{X}/r = 13 413,01$$

1er. Tanteo

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso ( $W_1$ )	Ángulo ( $\omega_1$ )	$W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1$	$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$
-----------	------	-----------------	--------------------	----------------	-----------------------	--	-------------------------------

3	1,611	1,660	1,160	3 102,142	67°0'17,99"	757,251	246,11
4	5,425	2,300	1,160	14 473,900	54°11'20"	5 291,953	246,11
5	0,878	2,300	1,160	2 342,504	56°42'52,99"	803,323	246,11
6	2,958	1,555	1,160	5 335,640	53°47'99"	2 003,295	246,11
7	6,971	1,555	1,160	12 574,290	54°44'30,99"	4 535,698	246,11

$$(W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 = 14 622,08$$

$$FS_{\text{(falla por cortante profunda)}} = 1,09$$

2do. Tanteo

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso ( $W_1$ )	Ángulo ( $\omega_1$ )	$W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1$	$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$
-----------	------	-----------------	--------------------	----------------	-----------------------	--	-------------------------------

8	8,279	1,660	1,160	15 942,042	56°26'52"	5 505,796	246,11
9	2,958	1,555	1,160	5 335,640	53°4'33,99"	2 002,959	246,11
10	6,971	1,555	1,160	12 574,290	54°44'30,99"	4 535,698	246,11

$$(W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 = 12 782,79$$

$$FS_{\text{(falla por cortante profunda)}} = 0,95$$

3er. Tanteo

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso (W)	Ángulo ( $\omega$ )	$W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1$	$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$
-----------	------	-----------------	--------------------	----------	---------------------	--	-------------------------------

11	8,743	1,660	1,160	16 835,521	56°20'52,99"	5 829,621	246,11
12	2,958	1,555	1,160	5 335,640	53°0'56"	2 005,775	246,11
13	6,971	1,555	1,160	12 574,290	54°44'30,99"	4 535,698	246,11

$$(W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 = 13 109,43$$

$$FS_{\text{(falla por cortante profunda)}} = 0,98$$

Según BRAJA M. DAS (2001), el valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado

$$FS_{\text{(falla por cortante profunda)}} = 0,95 < \text{Todos ok}$$

**ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DEL MURO DE SUELO REFORZADO**

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso (W)	Ángulo (ω)	W. Sen ω	$P_a \bar{X}/r$	$(W \text{ sen } \omega) + P_a \bar{X}/r$
1	1,011	1,660	1,160	1 946,782	66°59'23,99"	1 791,889	0,91	1 792,80
2	5,781	2,080	1,160	13 948,397	48°52'49,99"	10 507,889	0,91	10 508,80

$$\Sigma(W \text{ sen } \omega) + P_a \bar{X}/r = 12 301,59$$

1er. Tanteo

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso (W <sub>1</sub> )	Ángulo (ω <sub>1</sub> )	$W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1$	$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$
3	1,611	1,660	1,160	3 102,142	67°0'17,99"	757,251	246,11
4	5,425	2,300	1,160	14 473,900	54°11'20"	5 291,953	246,11
5	0,878	2,300	1,160	2 342,504	56°42'52,99"	803,323	246,11
6	2,958	1,555	1,160	5 335,640	53°47'9,99"	2 003,295	246,11
7	6,971	1,555	1,160	12 574,290	54°44'30,99"	4 535,698	246,11

$$(W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 = 14 622,08$$

$$FS(\text{falla por cortante profunda}) = 1,19$$

2do. Tanteo

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso (W <sub>1</sub> )	Ángulo (ω <sub>1</sub> )	$W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1$	$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$
8	8,279	1,660	1,160	15 942,042	56°26'52"	5 505,796	246,11
9	2,958	1,555	1,160	5 335,640	53°4'33,99"	2 002,959	246,11
10	6,971	1,555	1,160	12 574,290	54°44'30,99"	4 535,698	246,11

$$(W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 = 12 782,79$$

$$FS(\text{falla por cortante profunda}) = 1,04$$

3er. Tanteo

Nº Dovela	Área	Peso Específico	Factor aceleración	Peso (W)	Ángulo (ω)	$W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1$	$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$
11	8,743	1,660	1,160	16 835,521	56°20'52,99"	5 829,621	246,11
12	2,958	1,555	1,160	5 335,640	53°0'56"	2 005,775	246,11
13	6,971	1,555	1,160	12 574,290	54°44'30,99"	4 535,698	246,11

$$(W_1 \text{ tg } \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 = 13 109,43$$

$$FS(\text{falla por cortante profunda}) = 1,07$$

Según BRAJA M. DAS (2001), el valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado

$$FS(\text{falla por cortante profunda}) = 1,04 < \text{Todas las revok}$$

**3.13. Comparación de la estabilidad del muro con bolsacretos con la del muro de suelo reforzado.**

Nº	Revisión	Muro de suelo reforzado con geosintético	relación	factor	Bolsacreto	calificación
1	Revisión por volteo respecto a la punta	8,594	>	1,5	9,178	es mejor
2	Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	3,829	>	1,5	4,128	es mejor

3	Revisión por falla de capacidad de carga de la base	0,818	<	1,85	0,903	acceptable
4	Revisión por asentamiento	0,079	<	0,15 m	0,085	acceptable
5	Revisión por estabilidad de conjunto	0,07	<	todos	0,06	es mejor

3.14. Comparación de costos del muro con bolsacretos y del muro de suelo reforzado.

## MURO DE BOLSACRETOS

Rendimiento: 14 m<sup>3</sup>/día

Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
MO-01	OPERARIO	1	hh	0,57	22,96	13,12
MO-03	PEÓN	7	hh	4,00	16,41	65,64
						78,76
	Materiales					
MA-01	ARENA		m3	1,10	40,00	44,00
MA-02	AGUA		M3.	0,24	3,00	0,72
MA-03	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		bls	3,00	28,00	84,00
MA-04	BOLSA DE POLIPROPILENO		bls	1,00	230,00	230,00
						128,72
	Equipos					
EQ-01	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3,00	78,76	236,28
EQ-02	MEZCLADORA DE 9 P3 (trompo)		hm	0,80	15,00	12,00
						248,28
						455,76

## MURO DE SUELO REFORZADO

Rendimiento: 14 m<sup>3</sup>/día

Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					

MO-01	OPERARIO	1	hh	0,80	22,96	18,37
MO-02	OFICIAL	2	hh	1,60	18,16	29,06
MO-03	PEON	4	hh	3,20	16,41	52,51
						99,94
	Materiales					
MA-05	SUELO A-2-4		m3	1,10	40,00	44,00
MA-02	AGUA		M3.	0,24	3,00	0,72
MA-03	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	1500	bls	1,60	28,00	44,80
MA-06	GEOTEXTIL NO TEJIDO POLIESTER	75	M2	2,50	8,90	22,25
						89,52
	Equipos					
EQ-01	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3,00	99,94	299,82
EQ-02	MEZCLADORA DE 9 P3 (trompo)		hm	0,80	15,00	12,00
EQ-03	COMPACTADORA DE PLANCHA DE 50 KN REVERSIBLE		hm	0,80	8,00	6,40
						318,22
						507,68

Luego de este análisis de costos unitarios entre la construcción de muro con bolsacretos y del muro de suelo reforzado con geotextil, se ha visto que el muro de con Bolsacreto tiene un costo de S/ 455,76; mientras que el muro de suelo reforzado con geotextil, tiene un costo de S/ 507,68.

### 3.15. Discusión

En este acápite, se desarrolla un análisis comparativo de otros estudios, es así como según Ramírez, J. (Abril 2009) dentro de los proyectos más resaltantes de las obras portuarias están las obras de protección. Estas tienen como función de la minimizar la incidencia del oleaje y con esto generar una zona de calma dentro del puerto para que las embarcaciones puedan realizar sus operaciones de carga y descarga de mercancías. Dentro de estas obras, los mejores enrocados construidos han sido los de berma, estudiados y construidos en diferentes países del mundo. Los cuales han tenido un gran aporte en la mitigación del oleaje y al mismo

tiempo presentaron costos más económicos comparados con rompeolas de enroscamiento.

Contrariamente en este estudio no se construyó rompeolas, sino que se está planteando los muros flexibles de bolsacretos, los cuales han arrojado resultados satisfactorios a los muros de concreto como en el caso anterior. Además, por corriente dinámica, se tiene que el Bolsacreto, resiste más que el suelo reforzado, porque este vulnerable a las variaciones de creciente y vaciante del río.

Si bien el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, PROVIAS Nacional, en el “Servicio de conformación de muro de Bolsacreto para atención de la emergencia vial del sector afectado por erosión de plataforma en el km 51+400, tramo no pavimentado; Paimas – Tondopa – Ayabaca (ruta PE-1NT); colocó bolsacretos de dimensiones 0.60 m x 0,40 m con concreto 1:16 (cemento y hormigón), con una resistencia a la compresión de 45 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones-PROVIAS, 2019), en presente estudio se tiene los bolsacretos con dimensiones de 2,40 m x 1,20 m; mucho más grande (4 veces más largo y 3 veces más el ancho) esto obliga, por seguridad, elevar la resistencia a la compresión, a 140 kg/cm<sup>2</sup>.



## 4. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1. Conclusiones

Se trabajó haciendo la verificación de la estabilidad de los muros con 5 revisiones:

- ) Por volteo respecto a la punta
- ) Por falla de deslizamiento a lo largo de la base
- ) Por falla de capacidad de carga de la base
- ) Por asentamiento
- ) Por estabilidad de conjunto

De la estabilidad del muro de suelo reforzado, se muestra a continuación:

1	Revisión por volteo respecto a la punta	F.S.V. = 8,594	>	1,5	ok
2	Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	F.S.D. = 3,829	>	1,5	ok
3	Revisión por falla de capacidad de carga de la base	$s_1 = 0,818$	<	$s_1 = 1,85$	ok
4	Revisión por asentamiento	$Sc = 0,079$	<	0,15 m	ok
5	Revisión por estabilidad de conjunto	FS = 0,07	<	todos	ok

Referente a la estabilidad del muro de bolsacretos, se tiene:

1	Revisión por volteo respecto a la punta	F.S.V. = 9,178	>	1,5	ok
2	Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	F.S.D. = 4,128	>	1,5	ok
3	Revisión por falla de capacidad de carga de la base	$s_1 = 0,903$	<	$s_1 = 1,85$	ok
4	Revisión por asentamiento	$Sc = 0,085$	<	0,15 m	ok
5	Revisión por estabilidad de conjunto	FS = 0,06	<	todos	ok

Comparando el muro de suelo reforzado con el de Bolsacretos, resulta:

N°	Revisión	Suelo reforzado	relación	factor	Bolsacreto	calificación
1	Revisión por volteo respecto a la punta	8,594	>	1,5	9,178	es mejor
2	Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base	3,829	>	1,5	4,128	es mejor
3	Revisión por falla de capacidad de carga de la base	0,818	<	1,85	0,903	aceptable
4	Revisión por asentamiento	0,079	<	0,15 m	0,085	aceptable
5	Revisión por estabilidad de conjunto	0,07	<	todos	0,06	es mejor

Se ha establecido el tipo de bolsacretos a utilizar, el cual tiene como medidas 1,20 m por 2,40 m por 0,35 m de alto. El tipo de tejido de las bolsas de polipropileno permite la salida del agua de la mezcla con facilidad, los poros permiten la salida del agua y retienen la pasta de cemento de la mezcla, favoreciendo así el fraguado inicial. Considerando la corriente dinámica, se tiene que el Bolsacreto, resiste más que el suelo reforzado, porque este vulnerable a las variaciones de creciente y vaciante del río. Con el análisis de durabilidad se demostró que el polipropileno es más durable que el geotextil no tejido de poliéster.

Por otro lado, del análisis pseudoestático, a ambos muros se tiene que el muro de suelo reforzado alcanza un factor de 1.04, mientras que el muro de bolsacretos, tiene un factor de 0.95, el valor es menor, por lo que resulta mucho mejor.

Como conclusión general se puede afirmar que, el uso de bolsacretos para reforzamiento de muro mejora la estabilidad del mismo, dado que los resultados del cheque de la estabilidad, la corriente dinámica y los costos, son favorables.

Como conclusión final, es preciso resaltar el empleo de geotextiles como contenedores de arena resulta ser una alternativa flexible con ventajas considerables ante estos sistemas convencionales, tanto por los materiales utilizados como el impacto que generan en el medio. Habiéndose implementado de forma eficiente en otros lugares del Perú, se busca en la presente investigación, dejar documentación de su implementación en el NUEVO MERCADO DE BELEN IQUITOS del departamento de Loreto.

#### 4.2. Recomendaciones

Se recomienda el uso de bolsacretos de 2,40m x 1,20m x 0,35m con bolsas de polipropileno, en muros para dar mayor estabilidad, tal como se ha demostrado frente al muro de suelo reforzado, además por ser más económico y durable.

Diseñar el tipo de mezcla con una resistencia de 140 kg/cm<sup>2</sup>, tal como se demuestra en el ensayo, por el tipo y tamaño de la bolsa, acorde con las Normas Peruanas.

Las autoridades deben tomar atención a este tipo de investigaciones para aplicarlas en los proyectos y perfiles que presenten ante las entidades financieras.

Al tener aportes muy importantes, los autores recomiendan aplicar el procedimiento constructivo con la tecnología de geotextiles como contenedores de arena, MORTERO SIMPLE POBRE para protección en áreas cercanas al Rio Itaya en el departamento de Loreto, dadas las ventajas sobre los métodos rígidos y materiales de protección utilizados convencionalmente. Esta alternativa flexible que permite la sustitución de materiales como roca, concreto de alta resistencia, encofrados y acero en la construcción de muros, revestimientos, espigones, rompeolas, etc., y aportan una forma más sencilla de construcción que implica menores costos tanto en la construcción como en el mantenimiento.

## 5. CAPÍTULO V: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ballester Muñoz, F., Castro Fresno, D., & Gil Oceja, M. (2000). Definición, función y clasificación de los geotextiles. *Arte y Cemento*, 122-130.

Bauer, G. J., & Pérez, J. A. (2015). *Análisis comparativo del enrocado y del sistema de bolsacreto en la construcción de la rada interior del proyecto Lima Marina Club, Costa Verde*. Lima, Perú: Universidad Ricardo Palma.

Carrillo, A. (2016). Comportamiento del suelo tropical peruano. *Perfiles de Ingeniería*, 27-35.

Córdova Cámara, R. (07 de agosto de 2013). <https://hogares-verdes.blogspot.com>. Obtenido de <https://hogares-verdes.blogspot.com/2013/08/plasticos-medio-ambiente-y-salud.html>

ECO Compromiso. (01 de 01 de 2020). <http://compromisoeco.com.ar>. Obtenido de <http://compromisoeco.com.ar/residuos>: <http://compromisoeco.com.ar/residuos/conoce-cuanto-tardan-en-degradarse-los-materiales/#:~:text=100%20a%201.000%20a%C3%B1os%3A%20Botellas,%2C%20todos%20materiales%20extremadamente%20contaminantes>).

Espinoza, H. (01 de junio de 2019). Toda construcción debe tener un estudio de suelos. (UNI, Entrevistador)

Guerrero Padilla, A., Hoyos Cerna, M., Reyes Vila, E., Sánchez Tuesta, L., Santa Cruz Vásquez, Y., & Santillán Aredo, R. (2013). Impacto ambiental generado por erosión costera en la zona litoral de Buenos Aires Norte, distrito de Víctor Larco Herrera, La Libertad, Perú. *REBIOL*, 11-22.

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. (2010). *Metodología de la Investigación*. 5° ed. Mexico: Mc.Graw Hill.

Innovación en Geosintéticos y Construcción. (2019 de abril de 2019). [www.igc.com.pe](http://www.igc.com.pe). Obtenido de [www.igc.com.pe](http://www.igc.com.pe): <https://www.igc.com.pe/diferencias-geotextiles-de-polipropileno-poliester/>

Kerlinger, F. (2002). *Investigación del comportamiento* 3° ed. Mexico: Mc. Graw Hill.

Landeau, R. (2007). *Elaboración de trabajos de investigación*. Caracas: Editorial Alfa Venezuela.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones-PROVIAS. (2019). *Términos de referencia: Servicio de Conformación de muro de bolsacreto para atención de la emergencia vial del sector afectado por erosión de plataforma en el km 51+400, tramo no pavimentado*. Paimas-Tondopa-Ayabaca (ruta PE-1NT): Viceministerio de Transportes.

Montoya, G. A., Pedraza, J. F., & Rueda, J. P. (2006). *Modelo para el estudio de la erosión en el km 12+005 del río Checua*. Bogotá, Colombia: Universidad de la Salle.

Perú Ecológico. (10 de junio de 2019). *Las Condiciones Limitantes de los Suelos en el Perú*. Obtenido de peruecologico: [https://www.peruecologico.com.pe/lib\\_c18\\_t11.htm](https://www.peruecologico.com.pe/lib_c18_t11.htm)

Pineda, L. (2011). *Alternativas de estabilización de taludes*. San Salvador, El Salvador: Universidad centroamericana José Simeón Cañas.

Rodríguez, F. (1990). Los suelos de áreas inundables de la amazonía peruana: Potencial, limitaciones y estrategia. *Folia amazónica*, 1-22.

Sánchez Cuadros, E., & Chávez Moncayo, M. Á. (2003). *Diseño de obras de protección costera del malecón de La Libertad provincia del Guayas*. El Litoral, Ecuador: Escuela Superior Politécnica del Litoral.

## CAPÍTULO VI: ANEXOS (Opcional)

### 6.1 Instrumento de recolección de datos

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM C-136

##### DATOS DE CAMPO

Cantera: Arena cantera Comunidad San Juan de Miraflores

Ubicación: Carretera Iquitos Nauta - San Juan Bautista - Maynas - Loreto

Fecha de ensayo:

Peso de muestra seca:

Peso de muestra lavada:

ANÁLISIS PARA UN METRO DE LONGITUD			
<b>DATOS</b>			
	Peso esp suelo $g_s =$		
	Peso esp concreto $g_c =$		
	Angulo fricción interna del relleno $f =$		
	Angulo paramento interior con vertical $w =$		
	Angulo del empuje con la Normal $Z =$		
	Angulo del relleno con la horizontal $d =$		
	Coeficiente de fricción en la base $f =$		
	Resistencia del suelo $=$		
	Coef empuje activo $K_a$ (Coulomb) $=$		
	Coef empuje activo $K_a$ (Rankine-1) $=$		
	Coef empuje pasivo $K_p$ (Rankine-2) $=$		

## 6.2 Matriz de consistencia

### USO DE BOLSACRETOS PARA REFORZAMIENTO DE MURO Y ESTABILIDAD APLICADO EN EL GRAN MERCADO DE BELÉN - MAYNAS 2019

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología
<p><b>Problema general.</b></p> <p>¿Cómo influye el uso de bolsacretos para reforzamiento de muro en la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?</p>	<p><b>Objetivo general.</b></p> <p>Determinar la influencia del uso de bolsacretos para reforzamiento de muro en la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019</p>	<p>Hi: El uso de bolsacretos para reforzamiento de muro mejora la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019</p> <p>Ho: El uso de bolsacretos para reforzamiento de muro no mejora la estabilidad aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019</p>	<p><b>LA VARIABLE 1:</b></p> <p>Reforzamiento de muro</p> <p><b>LA VARIABLE 2:</b></p> <p>Estabilidad de muro</p>	<p>El tipo de investigación es aplicada.</p> <p>El diseño de investigación es experimental correlacional</p>
<p><b>Problemas específicos</b></p> <p>¿Cuál es el tipo de bolsacretos aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?</p> <p>¿Cómo es el reforzamiento de muros aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?</p> <p>¿Cuál es la estabilidad de muros aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019?</p>	<p><b>Objetivos específicos</b></p> <p>Hallar la estabilidad de talud aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019</p> <p>Analizar el Reforzamiento de muros aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019</p> <p>c) Establecer el tipo de bolsacretos aplicado en el Gran Mercado de Belén Maynas 2019</p>			

# ANEXOS

## 6.3 Estudios de suelos



	<b>PERÚ</b>	Ministerio de la Producción	Programa Nacional de Diversificación Productiva
---	-------------	--------------------------------	--

	<b>ESTUDIO DE GEOLOGÍA &amp; GEOTECNIA</b>	Código del Proyecto: 0001IQ
		Versión: 01
		Revisión:
		Páginas: 1 de
		Especialidad: Geología & Geotecnia

**PROYECTO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE COMERCIALIZACIÓN DEL GRAN MERCADO  
DE BELEN-IQUITOS DE MAYNAS, DEPARTAMENTO DE LORETO"**  
Contrato CDO-PRODUCE-003/2016

**Título: INFORME COMPLEMENTARIO DE ESTUDIO DE GEOLOGIA &  
GEOTECNIA – MEMORIA DE CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE Y  
ASENTAMIENTOS CON FINES DE CIMENTACION DE MUROS REFORZADOS  
PARA PLATAFORMAS MODIFICADOS A MUROS DE CONCRETO ARMADO**



**CONTROL DE REVISIONES**

Rev	Fecha	Elaborado		Revisado		Verificado		Descripción del cambio
		Iniciales	Firma	Iniciales	Firma	Iniciales	Firma	
	05/04/2017							

**CONSORCIO MERCADO BELÉN**  
"Control de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén - Iquitos"

**VICTOR EDUARDO VENERO NAZARO**  
JEFE DE SUPERVISION

**LUIS ALBERTO ADRIAN ABEVEDO**  
INGENIERO CIVIL  
C.P.R. 43157

**INFORME COMPLEMENTARIO DE GEOLOGÍA & GEOTECNIA – MUROS MODIFICADOS EN  
PLATAFORMAS**

TABLA DE CONTENIDO (INDICE)

Título: INFORME COMPLEMENTARIO DE ESTUDIO DE GEOLOGÍA & GEOTECNIA  
MEMORIA DE CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS DE MUROS  
REFORZADOS MODIFICADOS A MUROS DE CONCRETO ARMADO ..... 1

..... ¡Error! Marcador no definido.

1. INTRODUCCIÓN ..... 3

1.1. GENERALIDADES ..... 3

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO ..... 3

2. MARCO GEOLÓGICO ..... 4

2.1. RASGOS GEOMORFOLÓGICOS ..... 4

2.2. GEOLOGÍA REGIONAL ..... 4

2.3. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO ..... 4

2.4. SISMICIDAD ..... 4

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA ..... 6

3.1. TRABAJOS DE CAMPO ..... 6

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO ..... 7

3.3. CONFORMACION DEL SUB SUELO ..... 7

4. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN ..... 8

4.1. SUSTENTO TEORICO ..... 8

4.2. RESULTADOS DE CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS ..... 10

ANEXOS ..... 11

MEMORIA DE CÁLCULO  
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO  
REGISTRO DE CAMPO  
PANEL FOTOGRAFICO  
PLANOS



LUIS ALBERTO ADAME NAZARENO  
INGENIERO CIVIL  
DIP. N° 48107



CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN  
DEL GRAN MERCADO BELÉN - IQUITOS"  
VICTOR EDGARDO VENERO NAZARIO  
JEFE DE SUPERVISIÓN

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. GENERALIDADES

El presente informe complementa el Estudio de Geología & Geotecnia del Proyecto "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE COMERCIALIZACIÓN DEL GRAN MERCADO DE BELEN-IQUITOS DE MAYNAS, DEPARTAMENTO DE LORETO", ubicado en el distrito de Belén provincia de Maynas, ciudad de Iquitos a orillas del río Itaya.

### 1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es estimar la capacidad portante y asentamientos de muros reforzados que fueron modificados a muros de concreto armado, para lo cual se ha hecho uso de la data existente en el estudio de mecánica de suelos del expediente técnico de la obra aprobado, así como, de ensayos complementarios.

### 1.3 UBICACIÓN

La ubicación de la zona en estudio se muestra en los planos del Anexo.


ELISABETTA ADRIÁN ACEVEDO  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 48157

CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Centro de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén, Loreto"

VICTOR EDGARDO VENERO NAZARIO  
JEFE DE SUPERVISIÓN

## 2. MARCO GEOLÓGICO

### 2.1. RASGOS GEOMORFOLÓGICOS

La zona en estudio se emplaza en Terrazas Medias (Tm) no inundables del río Itaya

### 2.2. GEOLOGÍA REGIONAL

Las zona en estudio se ubican sobre rocas sedimentarias y sedimentos de la Formación Pebas y de la Formación Iquitos, de origen fluvió aluvial a lacustre; con evidencias de ambiente marino, superficialmente existen rellenos de basura, limos, arcillas y arenas.

### 2.3. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

El terreno correspondiente al Gran Mercado de Belén se encuentra ubicado sobre una ladera correspondiente a la margen izquierda del río Itaya.

Esta ladera está conformada predominantemente por suelos limosos, arcillosos y arenosos de origen principalmente fluvial, que tenían cobertura de arbustos propios de la zona que ha sido removida para construir las edificaciones.

### 2.4. SISMICIDAD

De acuerdo con el mapa de Zonificación Sísmica elaborado por el Comité de actualización de las Normas de Diseño Sismo Resistente, el área en estudio se encuentra comprendida en la Zona 1, para la cual corresponde un Coeficiente de Aceleración de 0.10.

No se han encontrado antecedentes de sismicidad destructiva en la zona, y de acuerdo al mapa preliminar de Regionalización Sismo tectónica, el área corresponde a una zona de intensidades originadas exclusivamente por sismos de otras zonas, menores o iguales a VII, de la Escala Mercalli Modificada. Lo

CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Contrato de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado de Belén - Iquitos"

VICTOR EDUARDO VENTURA  
JEFE DE SUPERVISIÓN

EXPOSICIÓN DE MOTIVOS DE GEOLÓGICA & GEOTECNIA – MUROS MODIFICADOS EN PLATAFORMAS

LUIS ALBERTO ADRIANA ACEVEDO  
INGENIERO CIVIL  
CUP N° 40152

cual concuerda con el "Mapa de Intensidades Máximas", propuesto por Alva H., J. E. (1984), que indica que no se han producido en la Zona de Estudio, Sismos de Intensidades máximas mayores de IV, en la escala de Mercalli Modificada. Además de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica propuesto en el Reglamento Nacional de Construcciones se puede establecer que el área Investigada corresponde a la Zona 1, de Sismicidad Baja, asignándole un Factor de Zona de 0.15, este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

01

Sin embargo para mayor referencia se recomienda revisar los mapas de aceleraciones máximas normalizadas para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50 y 100 años propuestos por Casaverde y Vargas (1980).

En consecuencia el Riesgo de Desastres Naturales por Tectónica o Sismicidad, es Bajo, sin embargo se deberá cumplir las Normas de Diseño Sismo Resistente, cuyos parámetros son los siguientes:

Zona Sísmica	:	1
Sismicidad	:	Baja
Factor de Zona (Z)	:	0.10
Perfil de Suelo	:	S <sub>3</sub>
Factor de Amplificación Suelo	:	2.00
Periodo del Suelo (T <sub>s</sub> )	:	1.00
Periodo T <sub>L</sub> (s)	:	1.60



LUIS ALBERTO ATIENZA ACEVEDO  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 88157



CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Contrato de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén, Iquitos"  
VICTOR EDGARDO VENERO NAZARIO  
JEFE DE SUPERVISIÓN

### 3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

08

#### 3.1. TRABAJOS DE CAMPO

En el presente estudio se ha complementado la exploración geotécnica realizada para el Estudio Geológico & Geotécnico del proyecto, realizada mediante prospecciones con equipo SPT, con ensayos de DPL, Calicatas y Ensayos de Laboratorio, lo que se muestra en el siguiente cuadro.

**Ensayos del Expediente Técnico y Complementarios In Situ**

DESCRIPCION	MURO M3a	MURO M4a	MURO M2a	MURO M1a
DPL	11, 12	1	15	16
SPT	23, 27		6	15

DESCRIPCION	MURO M5b	MURO M5c	Muro M4b	MURO M3b
DPL	4	8	6, 7	9, 12, 13
SPT		1, 29	20	23

DESCRIPCION	M3c	M2b	MURO M1b	Muro M2c
DPL	2, 13	18	17	14
SPT	28		9, 14	

La exploración geotécnica realizada para el expediente técnico aprobado (SPT), se ha complementado con la excavación de 15 calicatas y 15 auscultaciones con equipo de Penetración Dinámica Ligera (DPL-10) y recolección de muestras para ser ensayadas en el laboratorio

De la excavación de calicatas se procedió a realizar el muestreo de los suelos de acuerdo con los estratos existentes en el sub suelo.

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos, contenido de humedad, peso volumétrico.

Paralelamente al muestreo se realizó el registro de cada uno de las exploraciones efectuadas, anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como: espesor, humedad, plasticidad, compacidad, número de golpes, etc.

CONSULTORIO MERCADO BELÉN  
"Contrata de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén, Iquitos"

VICTOR EDGARDO CHAVEZ HAZARD  
JEFE DE SUPERVISIÓN

COMPLEMENTARIO DE GEOLOGÍA & GEOTECNIA – MUROS MODIFICADOS EN PLATAFORMAS

LUIS ALBERTO ADRIANZA ACEVEDO  
INGENIERO CIVIL  
(DIP N° 4815)

6

### 3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio de acuerdo con las técnicas y normas que se indican a continuación:

#### Técnicas y normas empleadas

Norma Técnica NTE E-30

Análisis Granulométrico	ASTM D 422
Contenido de Humedad	ASTM D 2216
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	ASTM D 2487
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318
Peso Volumétrico Natural	ASTM S 2937-71
Descripción Visual-manual	ASTM D 2488
Ensayo de DPL	NTP 339 159
Ensayo de Penetración Estándar	ASTM D 1586

### 3.3. CONFORMACION DEL SUB SUELO

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y a la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

#### Descripción de la conformación del subsuelo

En la zona en estudio se localizan Arcillas Inorgánicas de Baja y Alta Plasticidad, en estado húmedo, clasificadas como CL y CH.

INGENIERO CIVIL  
CIP N° 48157

CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Contrata el Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén - Iquitos"  
VICTOR EDGARDO VENERO NAZARIO  
JEFE DE SUPERVISIÓN

#### 4. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

##### 4.1. SUSTENTO TEORICO

###### Suelo Arcilloso

###### Capacidad de Carga Última Neta y Portante para Suelos Arcillosos

$$q_{\text{neto}(u)} = q_u - q \quad \text{Capacidad de Carga Ultima Neta del Suelo} \\ \text{Braja Das (1999)}$$

$$q_{\text{neto}(u)} = N_c \cdot i_c \cdot c_u \quad \text{para } \phi = 0, \quad \text{Braja Das (1999)}$$

Dónde:

$q_{\text{neto}(u)}$ : Capacidad de Carga Ultima Neta del Suelo que no toma en cuenta el termino  $\gamma_{\text{nat}} D_f$

$q_u$ : Capacidad de Carga Ultima del suelo al Esfuerzo Cortante

$q$ : Presión Total de Sobrecarga del suelo,  $q$  (overburden), a nivel de desplante de la cimentación ( $q = \gamma_{\text{nat}} D_f$ ); este valor no se toma en cuenta ya que el suelo sobre la cimentación puede ser removido.

$N_c$  = Factor de Capacidad de Carga

$i_c$  =  $(1 - (\alpha^\circ/90^\circ)^2)$  Coeficiente de Corrección por Carga Inclinada

$c_u$  =  $c_u = 0.065 N_{10}$ , Cohesión estimada con correlaciones del ensayo de SPT y Ensayos Triaxial, así como correlacionada con veleta, las mismas que ha sido aprobadas en el expediente técnico del proyecto, y corroboradas en obra con ensayos de PDA, así como se han realizado ensayos adicionales de DPL que trasmite la misma energía que el ensayo estándar de SPT, de acuerdo con la Norma DIN 4094, y calicatas.

Gráfico N° 1.1. Correcciones para hallar la Cohesión no saturada.

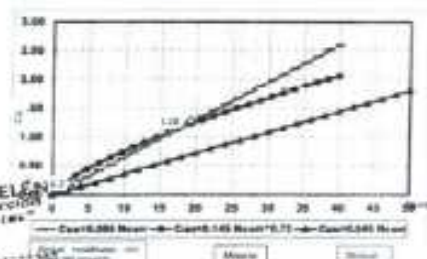
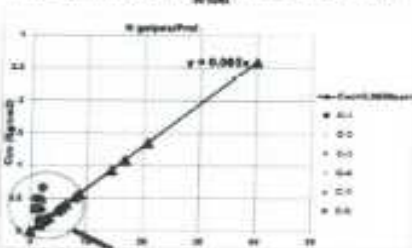


Gráfico N° 1.2. Gráfico de la correlación del SPT y resultados de C<sub>u</sub> del Prueba de veleta de suelo.



CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Centro de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén, Iquitos"  
VICTOR EDGARDO VENERO NAZARIO  
JEFE DE SUPERVISIÓN



De acuerdo con la Norma NTP 339.159 y DIN 4094, el DPL10, aplica la misma energía por m<sup>2</sup>, que el SPT estándar, por tanto están correlacionados dichos equipos 1 a 1.

- $c_{uu}$  = Cohesión No Consolidada no Drenada de Diseño corregida por Tipo de Falla  
 Si  $N \leq 5 \rightarrow c_{uu} = 2/3 \lambda c_u$ , Falla por Puzonamiento  
 Si  $N \geq 30 \rightarrow c_{uu} = \lambda c_u$ , Falla General  
 Si  $5 < N < 30$ , interpolar valores entre  $2/3 \lambda c_u$  y  $\lambda c_u$ , Falla Local.
- $D_f$  = Profundidad de Desplante  
 $B$  = Menor dimensión de la cimentación  
 $L$  = Largo de la Cimentación

**Capacidad Portante ( $q_{adm}$ )**

$q_{adm} = q_{permiso}/3$

**Asentamientos**

$S_f = S_i + S_c$

Donde:

- $S_f$ : Asentamiento Final o Total  
 $S_i$ : Asentamiento Inmediato Máximo  
 $S_c$ : Asentamiento por Consolidación

$S_f = r_1 r_2 S_{ip}$  Asentamiento Final o Total sobre Arcillas Firmes o Compactas, tomando en cuenta el asentamiento inmediato y por consolidación  
 $r_1$  = en función de N, Burland, Broms y De Mello, 1977  
 $r_2$  = en función de la cimentación flexible o rígida

$S_{ip} = \mu_1 \mu_0 q_n B / E_s$  Asentamiento Inmediato Promedio de Cimentaciones sobre suelo arcilloso saturado (Janbu, Bjerrum y otros, modificada por Christian y Carrier, 1978)  
 Relación de Poisson ( $\mu_s$ ) = 0.50, para Arcillas Saturadas.

Donde:

- $\mu_1$ :  $f(H/B, L)$   
 $\mu_0$ :  $f(D_f / B)$



CONSULTORIO MERCADO BELÉN  
 Consultoría de Diseño y Construcción  
 del Gran Mercado de Belén - Iquitos

EDUARDO VENERO NAZARIO  
 JEFE DE SUPERVISIÓN

- Es; Módulo Elástico no Drenado, promedio  
= 750 a 1000  $c_{uu}$ , Arcilla Pre consolidada  $N > 10$   
= 250 a 500  $c_{uu}$ , Arcilla Normalmente consolidada  $N \leq 9$
- $q_n = q - \gamma_{nat} D_f$
- $D_f$  = Profundidad de Desplante
- H = Estrato Compresible
- B = Menor dimensión de la cimentación
- L = Largo de la Cimentación
- $q_n$  = Presión Neta de la Estructura aplicada al suelo que se encuentra debajo de la cimentación
- q = Presión o Intensidad de Carga Bruta que ejerce la cimentación sobre el suelo que se encuentra debajo de la cimentación; incluye carga muerta, carga viva y rellenos, menos Presión de Sobrecarga.
- $\gamma_{nat}$  = Peso Volumétrico Natural del Suelo antes de realizar la excavación de la cimentación.

#### 4.2. RESULTADOS DE CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS

La memoria de cálculo se adjunta en el anexo.,

##### Resumen de Capacidad Portante y Asentamientos Muros Modificados De Concreto Armado

DESCRIPCION	MURO M3a	MURO M4a	MURO M2a	MURO M1a
DPL	11, 12	1	15	16
SPT	23, 27		6	15
COTA TERRENO DURANTE ENSAYO	95.866	100.29	94.414	90.459
$D_f$	2.466	3.890	4.000	3.00
COTA CIMENTACION (m)	93.40	96.40	90.40	87.46
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0.88	2.93	1.67	0.65
CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> )	1.51	5.01	2.87	1.11
ASENTAMIENTOS (m)	0.009	0.017	0.013	0.004

DESCRIPCION	MURO M5b	MURO M5c	Muro M4b	MURO M3b
DPL	4	8	6, 7	9, 12, 13
SPT		1, 29	20	23
COTA TERRENO DURANTE ENSAYO	93.278	95.412	98.498	97.722
$D_f$	2.88	2.01	5.10	4.32
COTA CIMENTACION (m)	90.40	93.40	93.4	93.40
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	2.925	2.34	2.64	1.368
CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> )	5.01	4.01	4.52	2.34
ASENTAMIENTOS (m)	0.018	0.016	0.015	0.009

CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Contrate de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén, Iquitos"

INFORME SUPLENIMIENTARIO  
VICTOR EDUARDO GONZALEZ  
JEFE DE SUPERVISIÓN

INFORME SUPLENIMIENTARIO DE GEOLOGÍA & GEOTECNIA – MUROS MODIFICADOS EN PLATAFORMAS

UNIVERSIDAD ADRIAN BARRERA  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 48157

DESCRIPCION	M3c	M2b	MURO M1b	Muro M2c
DPL	2, 13	18	17	14
SPT	28		9, 14	
COTA TERRENO DURANTE ENSAYO	96.76	92.05	89.477	95.358
Df	3.360	1.650	2.897	4.958
COTA CIMENTACION (m)	93.40	90.40	86.58	90.40
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	2.64	2.93	0.59	2.93
CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> )	4.52	5.01	1.02	5.01
ASENTAMIENTOS (m)	0.0015	0.018	0.0040	0.017

LUIS ALBERTO RAMIREZ ACOSTA  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP N° 48157

**CONSORCIO MERCADO BELÉN**  
 "Contrato de Diseño y Construcción  
 del Gran Mercado de Belén, Iquitos"  
 VICTOR EDGARDO VENERO NAZARIO  
 JEFE DE SUPERVISIÓN



### ANEXOS

1. MEMORIA DE CALCULO
2. RESULTADO DE ENSAYOS DE LABORATORIO
3. PANEL FOTOGRAFICO

CONSORCIO MERCADO BELÉN  
"Consortio de Diseño y Construcción  
del Gran Mercado Belén-Iquitos"  
  
Ing. EDWIN ALARCÓN MÁRQUEZ  
RESIDENTE DE OBRA

  
  
INGENIERO ALBERTO ADRIANO ALVEGO  
NÚMERO 4001  
CIP N° 48752

#### 6.4 Tomas Fotográficas



Preparando las mallas para el tamizado



Verificación de encofrados



Pesaje de materiales



Densidad con el cono.



Cálculo de densidad de campo



Preparación de mezcla para probetas



Remoción de mezcla







Diseño de mezclas





Preparación de los testigos de mortero



Verificación de capas



Llenado por capas





Moldeado final



Densidades de campo.