

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN DE GRAN
ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO
DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE
PUNO”

TESIS

PRESENTADO POR:

KETTY FARIDE FLORES TAPIA

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PROMOCIÓN 2008

PUNO -*. PERÚ

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA

CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

"EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN DE GRAN ALTURA CON TECNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO"

TESIS PRESENTADO POR:

KETTY FARIDE FLORES TAPIA.

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL.



APROBADO POR:

PRESIDENTE

:

..... *u*

ING. NESTOR LEODAN SUCA SUCA

PRIMER MIEMBRO

:

..... *[Signature]*

ING. ZENON MELLADO VARGAS

SEGUNDO MIEMBRO

:

..... *[Signature]*

MG SC. GINO FRANK LAQUE CORDOVA

DIRECTOR DE TESIS

:

..... *[Signature]*

ING. JOSE LUIS COTIPA ARAPA

ASESOR DE TESIS

:

..... *[Signature]*

MG SC. TANIA ZAPATA COACALLA

Área

: Geotecnia

Tema

: Muros De Contención

Línea de Investigación

: Integración Suelo - Estructura

PUNO - PERÚ

DEDICATORIA

A mis padres Marcial Flores y Cristina Tapia, a mis hermanos Volmer y Katia, a mi hijo Sven Argel, y en especial a mi hermano Howard y mi segundo padre y abuelo Nicolás Tapia, que están a lado de Dios, fuente de toda inspiración y fortaleza para este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

A Tania Zapata Coacalla, Magister en Geotecnia y asesora de este proyecto de investigación.

A José Luis Cutipa Arapa, Ingeniero Civil, director de este proyecto de investigación.

A Nicolás Luza Ingeniero Civil por su cooperación para que este proyecto de investigación concluya satisfactoriamente.

A Félix Rojas Chahuares, Ingeniero Civil por su colaboración para que este proyecto de investigación concluya satisfactoriamente.

A Emilio Castillo Aroni, Ingeniero Civil por su ayuda moral, motivación, colaboración en todo momento, apoyo incondicional para que este proyecto de investigación concluya satisfactoriamente.

A Lucy Laura Lázaro Luna, Magister en Estructuras por su ayuda y colaboración en la culminación de este proyecto de investigación.

A los profesionales de la facultad, personal jerárquico, docente, administrativo y técnico por su apoyo en todo el proceso de este proyecto.

A los profesionales y demás personas por su apoyo incondicional y desinteresado para que este proyecto concluya satisfactoriamente.

A mis amigos Emilio, Javier, Tania, Betty, Elvira y Lucy por su motivación incentivo y ayuda en las diferentes partes del proceso de ejecución de este proyecto de investigación.

A mis padres Marcial y Cristina, hermanos Volmer, Katia e hijo Sven Argel, por su incentivo, motivación, colaboración, apoyo incondicional a lo largo del proceso de ejecución de este proyecto.

INDICE

Contenido

1. El problema.....	11
1.1. Planteamiento del problema.....	11
1.2. Justificación.....	12
1.3. Objetivos del estudio.....	14
1.3.1. Objetivo general.....	14
1.3.2. Objetivos específicos	14
1.4. Hipótesis.....	14
2. Marco teorico.....	15
2.1. Glosario de términos	15
2.2. Antecedentes	16
2.3. Conceptos de muros de contención.....	18
2.4. Tipos de muros de contención.....	20
2.4.1. Muros de gravedad.....	20
2.4.2. Muros de semigravedad	21
2.4.3. Muros en voladizo	21
2.4.4. Muros con contrafuertes	22
2.4.5. Muros prefabricados	22
2.4.6. Muros de suelo reforzado	22
2.5. Concepto de suelo reforzado.....	24
2.6. Tipos de refuerzos y sus comportamientos	24
2.6.1. Refuerzos no-extensibles	24
2.7. Elementos de diseño de muro de contención	27
2.8. Cargas de diseño	28
2.8.1. Tipos de cargas	28
2.9. Empuje activo.....	30
2.10. Empuje pasivo	31
2.11. Solicitaciones de cargas.....	35
2.12. Verificación de estabilidad	35
2.12.1. Verificación interna.....	36
2.12.2. Verificación externa.....	39
2.12.3. Verificación global,.....	45
2.13. Verificación por sismo	49
2.14. Módulo de balastro	50

2.15.	Drenaje	51
2.16.	Normativas para el diseño de muros de contención de concreto armado y de suelo reforzado.....	52
2.17.	Estudios de Topografía.....	53
2.17.1.	Levantamiento topográfico	53
2.18.	Estudios de Geotecnia	54
2.18.1.	geología local de la zona	54
2.18.2.	cartografía geológica	54
2.18.3.	Generalidades del estudio de mecánica de suelos.....	54
2.18.4.	Exploración y muestreo de mecánica de suelos	55
2.18.5.	Ensayos de laboratorio	56
2.18.6.	Clasificación de suelo	57
2.18.7.	Calculo de la cohesión “c” y Angulo de fricción interna “ ϕ ”	57
2.19.	Estudios de hidrología	58
2.20.	Diseño geotécnico	58
2.20.1.	Cargas de diseño	58
2.20.2.	Esfuerzos	59
2.20.3.	Calculo de acciones externas	59
2.20.4.	Estabilidad.....	59
2.20.5.	Estabilidad global.....	63
2.21.	Diseño estructural.....	63
2.21.1.	Diseño de acero	64
2.21.2.	Planos	70
2.22.	Procedimiento de cálculo	70
3.	Materiales y metodos	72
3.1.	Ubicación	72
3.2.	Materiales y equipos	73
3.2.1.	Material y equipo de campo de topografía	73
3.2.2.	Material y equipo de laboratorio de mecánica de suelos	73
3.3.	Metodología	74
3.3.1.	Tipo de investigación y diseño metodológico	74
3.4.	Estudio topográfico	75
3.4.1.	Reconocimiento del terreno	75
3.4.2.	Trabajo de campo.....	75
3.4.3.	Trabajo de gabinete.....	76

3.5. Estudio Geotécnico.....	79
3.5.1. Exploración y muestreo de suelos.....	80
3.5.2. Ensayos de laboratorio.....	80
3.5.3. Clasificación del suelo.....	81
3.5.4. Calculo de cohesión y Angulo de fricción.....	81
4. proyecto de muro de concretoarmado.....	82
4.1. Pre dimensionamiento.....	82
4.2. Diseño geotécnico.....	83
4.2.1. Cargas de diseño.....	83
4.2.2. Esfuerzos.....	83
4.2.3. Calculo de acciones externas.....	84
4.2.4. Estabilidad.....	84
4.3. Diseño estructural.....	88
4.3.1. Diseño de acero.....	89
4.3.2. Planos.....	95
4.3.3. Procedimiento de cálculo.....	95
4.4. Análisis de costos y presupuesto.....	96
5. Proyecto de muro de tierra armada suelo reforzado según la norma FHWA –NHI-10-024.....	97
5.1. Predimensionamiento.....	98
5.2. Diseño Geotécnico.....	98
5.2.1. Cargas De Diseño.....	98
5.2.2. Esfuerzos.....	99
5.2.3. Calculo de acciones externas.....	99
5.2.4. Estabilidad.....	100
5.3. Diseño Estructural.....	103
5.3.1. Diseño Del Acero.....	103
5.3.2. Planos.....	103
5.4. Procedimiento de cálculo.....	104
5.5. Análisis de costos y presupuestos.....	106
5.6. Análisis comparativo de las propuestas.....	106
6. Resultados y discusiones.....	110
6.1. Eficiencia del diseño.....	110
6.2. Evaluación técnica según los parámetros de suelo y la normatividad.....	111
6.2.1. Diseños de muros de contención.....	111

6.3. Evaluación económica según el análisis de costos.	112
7. conclusiones.....	114
8. Recomendaciones	115
9. Bibliografía	116
10. Anexos	118

RESUMEN

Los materiales con el que se diseñan los muros de contención de tierras, para la fabricación del concreto como son áridos y agua son material constituyente tanto de muros convencionales como prefabricados, lo cual, genera un importante impacto ambiental de recursos naturales, lo que lleva a la explotación de nuevas canteras para la extracción de estos materiales trayendo consigo impactos negativos en factores ambientales físicos y bióticos circundantes a las canteras

Por lo que nos planteamos las siguientes interrogantes: ¿El diseño de un muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada será eficiente económica y técnicamente respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno?, se procedió a: Evaluar los parámetros del suelo y las propiedades de los materiales de diseño geotécnico del muro de contención de tierra armada y del muro de contención de concreto armado. Diseñar el muro de contención con la técnica de tierra armada y diseñar el muro de contención de concreto armado con las mismas solicitaciones.

Con la finalidad de evaluar la eficiencia de la propuesta en cuanto a comportamiento mecánico (desempeño estructural) y costos respecto al método convencional de un muro de concreto armado.

Luego de lo cual se ha concluido que ambas técnicas de construcción tienen un estándar de diseño acorde a lo esperado.

Palabras clave: muro de contención: tierra armada, concreto armado

ABSTRACT

The materials used to design the retaining walls for the production of concrete, such as aggregates and water, are constitutive material of both conventional and prefabricated walls, which generates an important environmental impact of natural resources, leading to The exploitation of new quarries for the extraction of these materials bringing negative impacts on physical and biotic environmental factors surrounding the quarries

Therefore, we ask the following questions: Will the design of a high-altitude retaining wall with the technique of armed earth be economically and technically efficient with respect to the retaining wall of reinforced concrete in the city of Puno ?, proceeded to: To evaluate the soil parameters and properties of the geotechnical design materials of the retaining wall of reinforced earth and the retaining wall of reinforced concrete. Design the retaining wall with the technique of armed earth and design the retaining wall of reinforced concrete with the same solicitations.

In order to evaluate the efficiency of the proposal in terms of mechanical behavior (structural performance), and costs in relation to the conventional method of a reinforced concrete wall.

After which it has been concluded that both construction techniques have a design standard in line with expectations.

Keywords: retaining wall: reinforced earth, reinforced concrete

CAPITULO I

1. EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

Esta investigación busca analizar y dar como resultado una alternativa de solución eficiente y económica a procesos constructivos en lugares de poco acceso a maquinaria pesada, con materiales conocidos para mejorar la seguridad de las laderas ya así contribuir al cambio del ornato de la ciudad.

Los materiales con el que se diseñan los muros de contención de tierras, para la fabricación del concreto como son áridos y agua son material constituyente tanto de muros convencionales como prefabricados, lo cual, genera un importante impacto ambiental de recursos naturales, lo que lleva a la explotación de nuevas canteras para la extracción de estos materiales trayendo consigo impactos negativos en factores ambientales físicos y bióticos circundantes a las canteras.

Es importante fomentar el empleo de materiales de altas prestaciones como elementos estructurales, que le otorguen un mejor comportamiento ante las acciones solicitantes, con la posibilidad de fabricación de piezas que se adecuen a distintas formas geométricas que sean estéticas y que permitan a futuro su reciclaje. Los muros de tierra estabilizados mecánicamente se presentan como una alternativa completamente viable para cubrir las problemáticas aquí planteadas.

En el Perú como en América latina los muros de tierra mecánicamente estabilizados entran en el mercado de la construcción en el año 1972 (Suarez J. , 2012)

La ciudad de Puno está manifestando un auge en lo que a construcción de viviendas se refiere, este crecimiento se realiza no solo en la peri ferie de salcedo sino en alto Puno (Yanamayo), por lo que los cerros circundantes están siendo poblados

rápidamente dejando espacios de suelo proclives a deslizamiento y lo que es alarmante situando viviendas encima de estos taludes naturales que en caso extraordinario son mitigados con la construcción de muros de concreto ciclópeo.

La construcción de un muro de contención no es tan usual por su alto costo, en ese entender, este tipo de muros podría aminorar el costo de ejecución, menor impacto ambiental, ornato a la ciudad; lo que resultaría en eficiencia ingenieril.

Por lo que el planteamiento del problema debe de responder a la siguiente pregunta en la presente investigación: ¿el diseño de un muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada será eficiente económicamente respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno? y ¿el diseño de un muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada será eficiente técnicamente respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno?

1.2. **Justificación**

El desarrollo de las civilizaciones trajo como consecuencia el crecimiento de las ciudades, muchas de las cuales fueron fortificadas con muros de grandes alturas, con el propósito de defensa, dando como resultado, la aparición de un tratado de fortificaciones de la Escuela de Alejandría y el primer libro importante de estructuras de contención, donde se ponía de manifiesto la necesidad de mayores espesores de los muros en proporción a sus mayores alturas. Es así como en la Edad Media y durante el Renacimiento, se desarrollaron muchos tratados para fortificaciones, construidas principalmente de mampostería

Tanto el concreto, como los materiales tradicionales, permitieron diseñar estructuras que trabajan por gravedad, en que el peso propio del material aporta la estabilidad a la estructura.

En la actualidad, aún se emplean estos materiales para la construcción de este tipo de estructuras de contención, siendo su principal limitante la altura que pueden alcanzar. Los problemas estructurales fueron resueltos en parte con el desarrollo del concreto armado, con el cual se han alcanzado mayores alturas, con estructuras más esbeltas y que permiten absorber no solo esfuerzos de compresión, sino también de flexión, pero a un mayor costo.

La incorporación de este material, esta generado un desarrollo tecnológico en el siglo XX apareciendo así nuevas alternativas de solución a las de uso más tradicional. El avance alcanzado en el desarrollo de estas estructuras ha pasado por la incorporación de nuevos materiales para su diseño, la definición de nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales, a partir de los materiales de uso tradicional a fin de aminorar los costos.

El empleo de elementos prefabricados, con la unión de elementos inextensibles permite realizar los trabajos de puesta en obra con una reducción de tiempo y costo, y una mejora en la calidad final de la estructura, desde un punto de vista estructural y estético. Además, esta técnica permite una reducción del impacto medio ambiental, debido a la posibilidad de dar distintos acabados superficiales a la estructura.

En el Perú se está utilizando este tipo de infraestructura en la década de los 90 y ahora en el presente siglo cuando la tecnología avanza es necesario plantear en la Región de Puno y en la ciudad de Puno nuevas técnicas de infraestructura al menor costo, el crecimiento de la población demanda de infraestructura vial, prevención a desmoronamiento de las laderas y seguridad en zonas de poco acceso a maquinarias sin perder el ornato.

En la ciudad de Puno no se ha utilizado este tipo de estructura de muro de contención por lo cual es necesario iniciar con la utilización de nuevas técnicas de construcción que aporten mejora en calidad final estructural y estética.

En el marco de la investigación; la investigación descriptiva busca especificar las propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice (Hernandez, Fernandez, & baptista, 2006). En el mismo texto detalla los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis (Danhke, 1989).

Es decir, miden evalúan o recolectan datos sobre diversos conceptos, aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar. En un estudio descriptivo se selecciona una serie de cuestiones y se mide o recolecta información sobre cada uno de ellos para así describir lo que se investiga. (Hernandez, Fernandez, & baptista, 2006).

1.3. Objetivos del estudio

1.3.1. Objetivo general

Evaluar la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno.

1.3.2. Objetivos específicos

- Evaluar la eficiencia técnica del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno. Según los parámetros del suelo, los y la normatividad.
- Realizar la evaluación económica del diseño de muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno.

1.4. Hipótesis

Existe diferencia en la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1. Glosario de términos

TIERRA ARMADA

La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas o de plástico. El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en sí mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones más convenientes. La fuente de donde emana esta resistencia a la tensión es a fin de cuentas la fricción interna del suelo, puesto que las masas que se producen se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción. (Rico & Del Castillo, 2001)

SUELO REFORZADO

Introducción de suelos resistentes a tracción convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado a costa de la transferencia de los esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de (tracción). Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de

deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo. (Skok, 2010).

MURO DE SUELO REFORZADO

Los muros de suelo reforzado consisten en la colocación de capas de refuerzos metálicos o geosintéticos en el proceso de compactación hasta completar la altura final de la estructura. Sin embargo, este trabajo ha sido desarrollado para el diseño de muros de suelo reforzado, pero utilizando refuerzos geosintéticos y en específico geomallas como elementos de lámina continua, por lo que, todo lo que se expone en este documento debe ser entendido bajo este principio. (Suerez, 2012)

MURO DE CONTENCION

muro, es una estructura permanente, relativamente rígida y continua, que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno desequilibrada, natural o artificial, que se encuentra ubicada en su parte posterior (lado interno del muro). Terzaghi, Peck y Mesri (1996)

2.2. Antecedentes

El proporcionar soporte lateral a masas de tierra con el empleo de estructuras de contención, es muy antigua. Las primeras construcciones de las que se tiene conocimiento en la que se ha empleado este concepto, corresponden a los monumentos megalíticos, con estructuras que datan del año 3300 a 2900 A.C. Estas construcciones, que son las primeras manifestaciones arquitectónicas de la historia, se emplearon en la costa atlántica de Europa y en el Mediterráneo Occidental (C.R.I Clayton, 1993)

La gran muralla china (2000 A.C.), cuyo tiempo de ejecución fue mayor a 20 siglos, diseñada para defensa, de hecho, es la mayor línea de defensa del mundo, en su ejecución se utilizó el principio de suelo reforzado. Otro ejemplo claro es la aplicación de la lana mezclada con el suelo en las construcciones de calles por los incas en el templo de la luna (1400 D. C.), en el Perú.

Los métodos modernos de refuerzo del suelo para la construcción de barreras de contención fueron realizados por el arquitecto e ingeniero francés Henry Vidal en los inicios de 1960s. Su investigación ocasionó la invención y el desarrollo del sistema Tierra Armada, un sistema en el cual se emplean tirantes de acero como refuerzo. El

primer muro que usó esta tecnología en los Estados Unidos se construyó en 1972 en California.

Actualmente esta técnica de construcción está referida a obras de infraestructura viaria, tanto para carreteras como para obras ferroviarias, entre otras. Las estructuras de contención de tierras en este tipo de obras son empleadas fundamentalmente para: contención de taludes inestables de desmontes; contención de terraplenes ubicados a media ladera; y, como elemento de contención de estribos de puentes y pasos superiores.

La construcción de estructuras que aplican la técnica de muros de suelo reforzado con elementos inextensibles y extensibles en nuestro país comienza a mediados de los años 90. Fue, sin embargo, en el año 2000 en que dicha técnica alcanzó un alto grado de desarrollo y difusión. En la actualidad este tipo de estructuras son cada vez más requeridas, ya que tienen diversas aplicaciones en el campo de la ingeniería civil.

Se citan a las siguientes tesis como antecedente del estudio:

Muros de contención de suelos con sistema de tierra armada (Luis Vera, 2004), de la Universidad Austral de Chile – Chile.

En los últimos años, las obras viales son construidas mediante una gran cantidad de muros de contención, a través de la tecnología de tierra armada se ha logrado obtener un material compuesto que ofrece múltiples ventajas con respecto a los materiales tradicionales de la ingeniería civil, especialmente flexibilidad, gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos, rapidez de ejecución, estética de las obras, considerable economía de obras de carácter definitivo

Análisis comparativo de sistemas de estabilización de taludes bajo el concepto de suelos reforzados comparando los sistemas de tierra armada y Terramesh® System para un talud ubicado en granjerías de la trinidad caracas, edo. Miranda (Hugo Contramaestre, Oswaldo Gonzales, 2007), realizado en la Universidad Católica Andrés Bello - Venezuela.

En sus conclusiones menciona: ambos son sistemas de estabilización de taludes, lo que cambia para cada uno es la estética y la funcionalidad. Cuando se trate de obras en las que se exijan que los tiempos de ejecución sean cortos, se recomienda Tierra armada por su alto rendimiento respecto al Terramesh® Sistem.

Estudio comparativo del sistema tierra armada con técnicas convencionales para la estabilización de taludes (Reynaldo Coreas, Mario Osorio, Eric Rivas, 2009), realizado en la Universidad de el Salvador – Salvador.

En sus conclusiones menciona: cuando las masas de suelo a retener en taludes y laderas tengan características favorables, físicas, mecánicas, ambientales e históricas del suelo del lugar, estructura del suelo, que a juicio de los técnicos puedan adoptar un diseño económico y muy seguro, estructuralmente, entonces, la tecnología de los muros de tierra armada es aplicable, principalmente, para alturas mayores que 6.0 m, preferiblemente, en vez del muro de mampostería de piedra, para un buen funcionamiento y desempeño a largo plazo y menores costos directos

Comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles (Pinedo, 2012) realizado en la Pontificia Universidad Católica del Perú – Perú.

En sus conclusiones menciona: En base a los resultados obtenidos en los reportes de diseño para cada uno de los sistemas de muro de suelo reforzado, se puede llegar a la conclusión que los muros de suelo reforzado con elementos inextensibles son en un 23 a 34 por ciento más costosos que los muros de suelo reforzado con elementos extensibles. Cabe destacar que esta tendencia solo pudo ser verificada hasta una de diseño de 11.25m, la cual corresponde a la máxima altura diseñada para cada uno de los dos sistemas de muro de suelo reforzado.

2.3. Conceptos de muros de contención

Los muros de contención de tierras pueden ser divididos en tres tipologías: muros convencionales, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Los muros convencionales son los de uso más extendido y los más antiguos, empleándose para su fabricación mampostería de piedra, concreto ciclópeo y concreto armado. Los muros prefabricados (de concreto) y los muros de tierra mecánicamente estabilizada (con inclusión de armaduras de refuerzo en el suelo), son de uso más reciente, y actualmente son empleados en un gran número de aplicaciones, por su rapidez de ejecución, por las menores afecciones que generan al medio ambiente y por la reducción de costos que se alcanza en su proceso de fabricación y puesta en obra.

Los muros de contención de tierras han sido construidos casi exclusivamente de concreto armado, siendo diseñados como muros de gravedad y como muros ménsula (cantiléver). Estos tipos de muros son esencialmente rígidos y, en general, pueden presentar problemas estructurales cuando son cimentados en suelos de pobres características geotécnicas. Además, su costo aumenta más en estas condiciones con el aumento de su altura, en comparación a los muros de tierra mecánicamente estabilizada.

El desarrollo de cada una de estas técnicas, ha llevado a la definición de distintos tipos de clasificaciones, considerándose en general para todas las tipologías las siguientes:

- Según la función que cumplen en el terreno;
- Según la forma en como contrarrestan los esfuerzos del terreno;
- Según la interacción suelo-estructura que se crea en el contacto entre ambos materiales, y
- Según los materiales que son empleados para su fabricación

Clasificación de los muros de contención de tierras

Diversas clasificaciones de los muros de contención han sido planteadas históricamente. Desde un punto de vista funcional, los muros de contención se pueden dividir en tres tipos fundamentales: de sostenimiento, de contención y de revestimiento (Jiménez Salas et al, 1981)

Por otro lado, en función de la interacción suelo-estructura, los muros suelen dividirse en dos grandes grupos:

- Estructuras rígidas: Estructuras flexibles:

Finalmente, los muros de contención pueden ser clasificados por el material con el cual son fabricados. Antes de la aparición del concreto armado, la mayoría de los muros de contención eran diseñados en base a mampostería de piedra y concreto ciclópeo

La aparición de muros de concreto armado ha permitido reducir el peso de la estructura y con ello aumentar su altura, por lo que generalmente son llamados muros aligerados. En función de su configuración geométrica, estos muros pueden ser de semigravedad,

cantiléver (o en ménsula) y con contrafuertes. Su estabilidad es debida al peso de tierras que se ubica en la parte posterior del muro y sobre la zapata

2.4. Tipos de muros de contención

Los muros de contención pueden ser divididos en tres tipologías: muros convencionales, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada. Esta subdivisión permite diferenciar aquellos muros que son completamente construidos in-situ (muros convencionales), de aquellos de aparición más reciente y que son fabricados mediante un proceso industrializado (muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada).

Los muros convencionales, o tradicionales, se encuentran incluidos dentro del grupo de los denominados rígidos como se aprecia en la figura N° 1. La aparición de muros prefabricados en el mercado ha traído innumerables beneficios, no solo en lo referido al costo de construcción, sino también a aspectos medioambientales, a la rapidez de ejecución de las obras y al desarrollo de una técnica que permite alcanzar mayores alturas, adecuándose así a los requerimientos que imponen los proyectos. Estos beneficios también han sido alcanzados con los muros de tierra mecánicamente estabilizada, siendo además posible su empleo en zonas con suelos que presentan inadecuadas propiedades geotécnicas.

2.4.1. Muros de gravedad

Es la tipología de muro más antigua, y pueden ser fabricados de concreto en masa, mampostería y fábrica. Suelen dotarse de una leve pendiente en el intradós, con el propósito de mejorar la estabilidad de la estructura. El efecto estabilizador de estos muros es logrado por su peso propio y por su resistencia a la compresión, no precisando de armaduras dada estas características. Además, pueden ser de variadas formas y son los más resistentes a los agentes destructivos

Este tipo de muro es económico hasta una altura aproximada de 25 pies o 8m (Das, 2001)

Dentro de esta categoría también se encuentran los muros criba, los muros de gaviones y los de escollera, que suelen diseñarse como muros de gravedad.

Los muros de gaviones están formados por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, que son rellenados posteriormente con

gravas. Estos muros suelen ser de altura moderada (del orden de 5 m). Las unidades de gaviones son firmemente unidas entre sí con redondos que los conectan, fijados a través de costuras con alambres de iguales características a los que forman las mallas, a modo de formar una estructura continua.

Los muros de escollera están constituidos por bloques pétreos, que son obtenidos generalmente por voladura, con formas más o menos prismáticas y superficies rugosas.

Tanto los muros de gaviones como los muros de escollera presentan la ventaja de su gran flexibilidad al ser empleados en estabilización de taludes, principalmente por su capacidad de sufrir movimientos importantes sin romperse, manteniendo íntegras sus características básicas como elemento de contención

2.4.2. Muros de semigravedad

Estos muros son una variante de los denominados muros de gravedad, constituidos fundamentalmente por concreto y que van ligeramente armados, con lo que se reduce en parte su peso al necesitarse de menos concreto para ser construidos. La reducción de la sección de concreto suele ir asociada a una reducción de su base de apoyo, y por lo tanto a un aumento de las presiones sobre el terreno. Dada sus características, estos muros suelen ser considerados también como muros aligerados.

2.4.3. Muros en voladizo

Estos tipos de muros son empleados ante la necesidad de reducir el volumen de materiales a emplear. Existen de dos tipos: los muros ménsula y los muros con contrafuertes, en la N°2.5 figura se aprecia los muros tipo ménsula en forma de T o L

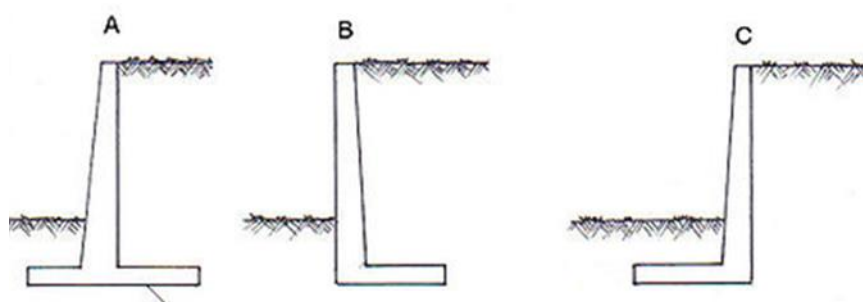


Figura N° 2.1 Muros tipo ménsula T o L

Los muros ménsula, en L o T invertida (también denominados cantiléver), están constituidos por una losa o zapata sobre la que se levanta el alzado, siendo generalmente de espesor reducido, absorbiendo las flexiones de la ménsula mediante armadura

sencilla o doble. También pueden llevar zarpas en la zapata, cuyo propósito es mejorar su resistencia al deslizamiento.

Un muro en concreto reforzado es generalmente económico y viable para alturas hasta de 8 metros. (Suarez J., 2012)

2.4.4. Muros con contrafuertes

Los muros de contrafuerte son una variante de los muros L. A intervalos regulares tienen placas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes, que conectan entre sí el muro (alzado) con la losa de base. Con esto se reduce la fuerza cortante y los momentos flectores. Estos contrafuertes pueden ser ubicados en el lado interno del muro como en el intradós, aunque su empleo más habitual es en lado interno del muro.

2.4.5. Muros prefabricados

Los muros convencionales en muchas ocasiones resultan inadecuados por los requerimientos en cuanto a estabilidad y deformabilidad de su cimentación. Además, la mayor demanda para la conservación del medio ambiente obliga a que las obras interfieran lo menos posible con el aspecto natural del entorno.

A partir de ello, en las últimas décadas han aparecido en el mercado nuevas alternativas de solución que compaginan las funciones resistentes con las ecológicas.

Los muros prefabricados de concreto son elaborados total o parcialmente por un proceso industrial mecanizado. En algunos casos se hace necesaria la colocación de armaduras, con el propósito de resistir los esfuerzos de flexión a los que se ven sometidos. Según su diseño estructural.

2.4.6. Muros de suelo reforzado

El suelo es resistente a fuerzas de compresión, mas no así a fuerzas de tracción, por lo que se utilizan una variedad de materiales extensibles y no extensibles como tiras metálicas, geomallas poliméricas de diversa constitución y elaboración convenientemente orientadas para darle resistencia a la tracción y lograr una estructura de suelo resistente tanto a compresión como a tracción. Haciendo una analogía, el diseño de suelo reforzado es comparable al criterio empleado en el concreto armado.

2.4.6.1. Muros de tierra armada

La idea de la tierra mecánicamente estabilizada fue desarrollada por primera vez en los años 60 del siglo pasado, por el Ingeniero Francés Henri Vidal (Schlosser, 1972), quién creó y patentó la “Tierra Armada”.

2.4.6.2. Terramesh System

Es un sistema de suelo reforzado, utiliza como refuerzo una malla hexagonal de doble torsión, el lado expuesto está constituido por gaviones tipo caja; el elemento de refuerzo es una pieza única, el material de relleno es roca seleccionada.

2.4.6.3. Muros contruidos con geosintéticos

Son estructura con refuerzos extensibles como geotextiles, geogrillas, requieren de protección mecánica en el lado expuesto contra la foto-degradación, incendios, vandalismo; esta puede ser con revestimiento de hormigón u otros materiales que provoquen menor impacto ambiental como paneles de concreto aligerado, paneles tipo jardinera, paneles celulares verde, escamas prefabricadas, envolviendo el material de relleno seleccionado.

2.4.6.4. Muros con refuerzos mixtos

En busca de alternativas más económicas ha comenzado a utilizarse refuerzos combinados con rigideces axiales equivalentes como las mallas metálicas unidas a las geogrillas garantizan una resistencia superior a 200kn/m en la figura N° 2.11 se puede apreciar la construcción de un muro tanto con geotextil denominado geogrilla como con malla metálica

2.4.6.5. Segmental Retaining Walls

Contempla la utilización de geosintéticos y el paramento es constituido por bloques pre moldeados encastrados unos con otros, la altura no es considerable es más un muro ornamental.

2.4.6.6. Taludes reforzados

Son taludes empinados que sin los refuerzos no serían estables difieren del suelo reforzado por la inclinación del paramento, el cual es menor a sesenta grados, son contruidos con elementos extensibles, malla metálica o geosintéticos. Permite la revegetación de su paramento despreciando una protección mecánica cuando son contruidas con geosintéticos.

2.5. Concepto de suelo reforzado

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado a costa de la transferencia de los esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de (tracción). Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo.

2.6. Tipos de refuerzos y sus comportamientos

Actualmente, son varios los materiales empleados en las obras de refuerzo de suelo, independientemente de este gran número, tales materiales se dividen en dos grupos, los cuales se diferencian entre sí, por la rigidez (comportamiento tensión / deformación) de los refuerzos que los componen. Estos dos grupos son conocidos como los de los refuerzos no-extensibles y los de los refuerzos extensibles.

2.6.1. Refuerzos no-extensibles

Son llamados refuerzos no-extensibles son los que poseen un alto módulo de rigidez, o sea, su máxima resistencia a la tracción es movilizada por una pequeña deformación, alrededor del 2% a 3%. Esa característica es normalmente presentada por refuerzos metálicos, tales como los flejes de acero utilizadas en construcción de muros de contención con suelo reforzado conocidos como “Tierra Armada”.

2.6.1.1. Flejes de acero

Los flejes de acero o tirantes metálicos, son los elementos resistentes a tracción posicionados horizontalmente durante la construcción del terraplén que formará el muro de suelo reforzado conocido como “Tierra Armada”. Estos flejes son fabricados a partir del corte de chapas de acero, con espesor de 5,00 mm a 7,00 mm, formando elementos de ancho en torno a 5,00 cm y largo definido conforme a la necesidad del proyecto. Tales elementos pueden presentar la superficie lisa o nervada (debido a la intrusión, en

la dirección transversal, de “cordones” de soldadura espaciados entre sí) para mejorar la fricción en la interacción elemento metálico/suelo. Estos elementos están sometidos al proceso de galvanización para evitar su corrosión y asegurar una larga vida útil en obra. Los flejes metálicos con las características citadas anteriormente poseen una resistencia a tracción de alrededor de 50 kN.

Según la norma AASHTO esfuerzo de tracción admisible para los refuerzos de acero es de $0.55 F_y$, y para las uniones de la fachada $0.48 F_y$. La mínima cobertura de galvanizado es de 0.61 kg/m^2 .

El principio básico del funcionamiento de una contención en suelo reforzado está relacionado a la asociación de dos materiales de propiedades mecánicas distintas, el suelo y el refuerzo metálico, formando un material compuesto. Los esfuerzos aplicados sobre el suelo, provocan deformaciones en la dirección horizontal, que son inhibidas por la presencia del refuerzo. La fricción que existe en la interacción suelo/refuerzo permite que haya transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo, de modo que el refuerzo desarrolle su resistencia a la tracción.

El esfuerzo de arrancamiento aplicado en los flejes metálicos genera tensiones de corte en el suelo circundante, si el suelo es un material granular denso, estas tensiones de corte hacen que la zona circundante o aledaña tienda a dilatarse. Si los flejes metálicos fueran nervados, el volumen de suelo con tendencia al comportamiento dilatante aumenta considerablemente y como esta zona está envuelta por un volumen de suelo mayor que el dilatante, la dilatación es restringida aumentando a tensión confinante sobre el refuerzo.

El efecto de anclaje de los flejes de acero, realizado por el suelo es medido por el coeficiente de fricción aparente, ϕ , que es la razón entre a máxima tensión de corte a lo largo del refuerzo y la tensión confinante inicial en el mismo. El valor del coeficiente de fricción aparente puede ser relacionado a la fricción suelo/refuerzo sin el efecto de la dilatación,

El valor del coeficiente de fricción aparente depende fundamentalmente del comportamiento dilatante del suelo, llegando a tener valores muy superiores a los del coeficiente de fricción suelo/refuerzo. Diversos parámetros afectan significativamente el valor de ϕ , dentro de los cuales pueden destacarse:

- Densidad relativa del terraplén: el efecto de la dilatación ocurre solamente en suelos granulares compactados, cuanto más denso es el suelo mayor es el valor de ϕ , debido a esto, una compactación adecuada del terraplén es extremadamente importante.
- Características de la superficie de la faja: si la superficie de la faja es nervada el volumen de suelo movilizado es mayor y consecuentemente también el efecto de la dilatación es mayor.
- Sobrecarga: para una determinada Compacidad relativa, el suelo presentará dilatación más acentuada cuando estuviera sometido a una tensión confinante pequeña. Así mismo, el efecto favorable de la dilatación disminuye cuando la tensión confinante aumenta, hasta alcanzar el valor de f , a una determinada profundidad.
- Tipo de suelo: muchos ensayos demostraron que, para un anclaje de flejes dentro del suelo del terraplén, uno de los parámetros más importantes es el porcentaje de finos en el suelo, debido a que el ángulo de fricción disminuye cuando la cantidad de finos aumenta, por eso, para la utilización de fajas metálicas como refuerzo de suelo es necesario utilizar un suelo de terraplén cuya curva granulométrica presente menos de un 15% de finos (porcentaje de suelos que pasa el por el tamiz # 200).

Aplicación

Existen los refuerzos de suelos débiles, reparación por desmoronamiento, para ensanchar un terraplén ya construido, a un solo lado o a ambos lados lo que se consideraría como un nuevo terraplén como se denota en las figuras N° 2.2 a la figura N° 2.5 respectivamente.

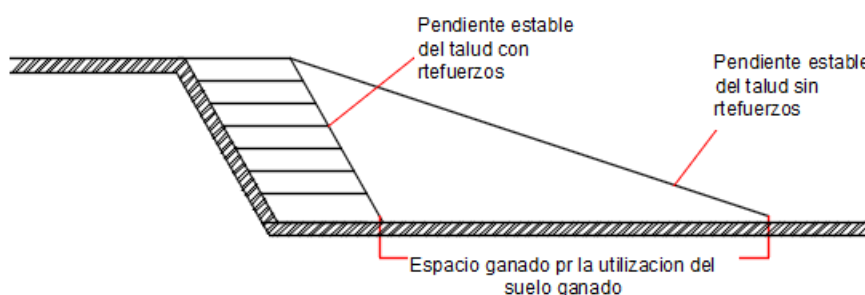


Figura N° 2.2 Refuerzo de suelos débiles

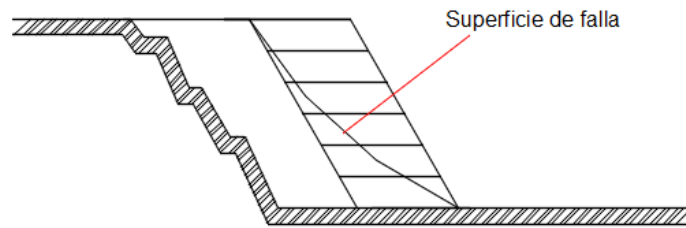


Figura N° 2.3 Reparación de desmoronamientos

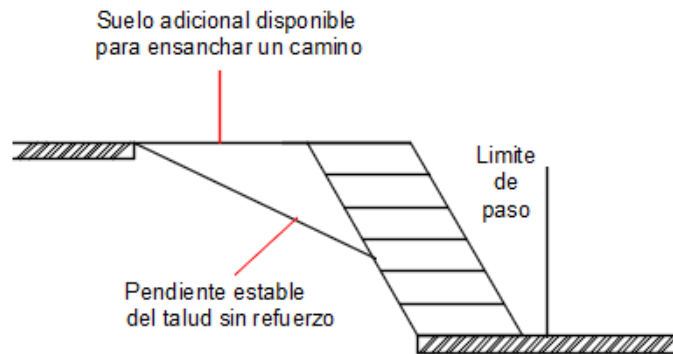


Figura N° 2.4 Ensanche de terraplenes

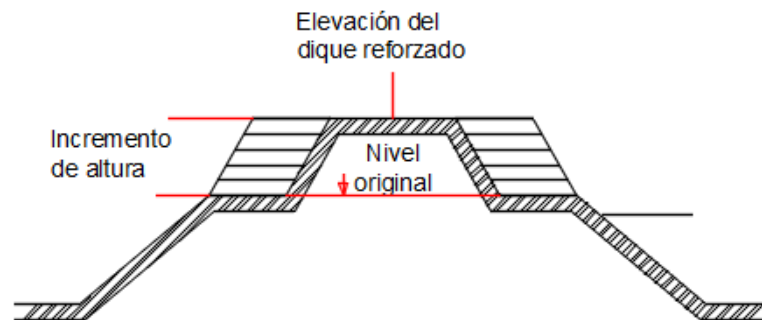


Figura N° 2.5 Terraplenes nuevos

2.7. Elementos de diseño de muro de contención

Los muros de suelo reforzado se construyen con paramentos verticales cuando se utiliza la técnica de la Tierra Armada de flejes metálicos no extensibles. Cuando los suelos se refuerzan con geocompuestos es decir geotextiles, geomallas y geogrillas, o mediante sistema Terramesh, sistema Terramesh Verde, los paramentos son *subverticales*

Los elementos esenciales de los muros son los que se muestran la cimentación se establece en un plano horizontal cuya anchura es de acuerdo a diseño, dependiendo de la calidad del cimientto, resistencia del cuerpo del muro y del empuje a contener. Para el

apoyo de piezas del paramento suele construirse un zócalo de concreto en la zona delantera del cimientto.

La figura N° 2.6 demuestra la similitud en los parámetros de diseño

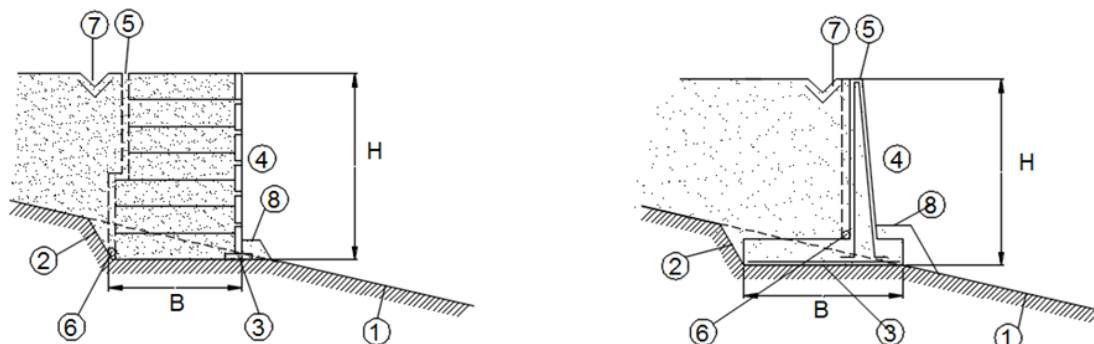


Figura N° 2.6.- Similitud en los elementos de diseño

1. Terreno natural.
 2. Línea de excavación.
 3. Zapata de cimentación (apoyo de piezas poligonales «escamas» o encofrado).
 4. Cuerpo del muro.
 5. Drenaje interno.
 6. Recogida de aguas del drenaje interno (lateral o bajo el cimientto).
 7. Drenaje de escorrentía superficial.
 8. Protección del pie.
- H. Altura del muro.
B. Ancho de base del muro.

2.8. Cargas de diseño

Existen dos tipos de cargas para iniciar con el diseño de toda estructura de contención a decir:

2.8.1. Tipos de cargas

Cargas permanentes:

- Presiones verticales de tierra que son de estabilidad global y el peso propio de la estructura (EV),

- Componente horizontal de la presión de tierra (EH) y
- Sobrecargas de carácter permanente como peso muerto y cargas estructurales (ES).

De acuerdo a la FHWA, en el cálculo de acciones permanentes se debe tener en cuenta la siguiente tabla

ACCION	COEFICIENTE DE SEGURIDAD γ_p	
	Máximo	Mínimo
Peso del muro reforzado EV	1.35	1.00
Estabilidad global EV	1.00	N.A.
Empuje horizontal EH	1.50	0.90
Sobrecarga permanente ES	1.50	0.75

Tabla 2-1 valores de factores parciales a acciones permanentes

Cabe recalcar que el factor parcial γ_p se le asigna el tipo de carga y el factor a utilizar, a manera de ejemplo, para el empuje horizontal le corresponde la abreviación EH , si utilizo el coeficiente máximo entonces será: $\gamma_{p-EH\ MAX} = 1.5$

Cargas transitorias: están dentro de este parámetro:

- Carga sísmica (EQ),
- Fuerza de colisión vehicular (CT),
- Sobrecarga viva (LS),
- Carga viva vehicular (LL).

De acuerdo a la FHWA, en el cálculo de acciones transitorias se debe tener en cuenta la siguiente tabla

Combinación de carga según el estado limite	EH ES EV	LL (carga viva vehicular) LS (sobrecarga viva)	Utilice la siguiente combinación una a la vez	
			EQ	CT
Resistencia I	γ_p	1.75	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-
Evento extremo II	γ_p	0.50	-	1.00
Servicio I	1.00	1.00	-	-

Tabla 2-2 Combinación de acciones típicas y valor de factor de carga

2.9. Empuje activo

Los cálculos de la presión activa de Rankine se basan en la hipótesis de que el muro no tiene fricción, sin embargo, si un muro se mueve alejándose del suelo una distancia Δx , la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad disminuirá.

Luego el esfuerzo horizontal para un muro sin fricción a la profundidad z será $K^*\gamma*z$, pero cuando Δx es mayor a cero el esfuerzo será menor.

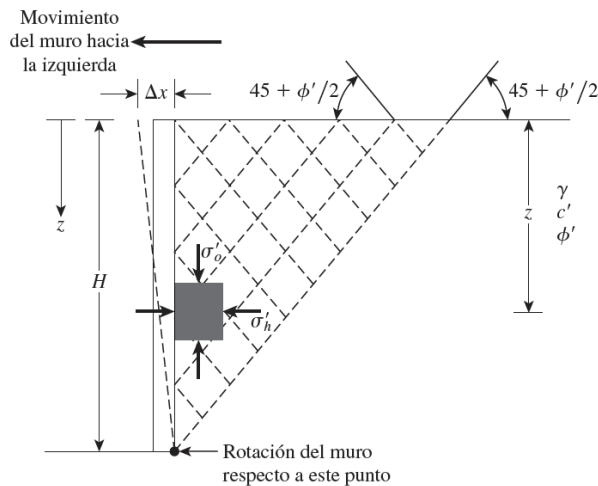


Figura N° 2.7 Rankine Presión activa

Luego para una cara posterior vertical y $C' = 0$, y $\alpha > 0$. La fuerza total por longitud unitaria en el muro y el coeficiente de presión activa serán respectivamente

$$Pa = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{2.1}$$

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \tag{2.2}$$

Donde:

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine

H = altura del muro

γ = peso unitario del suelo

ϕ' = ángulo de fricción del suelo

α = ángulo de inclinación del suelo con la horizontal

2.10. Empuje pasivo

Su contribución ocurrirá en casos que la estructura se presente cimentada, sin embargo, se deberá utilizar con criterio, su valor contribuye a la estabilización a la estructura de contención, para llegar al estado límite del empuje pasivo de Rankine es necesario un desplazamiento mayor, alrededor de diez veces mayor del que se necesita para llegar al estado límite del empuje activo.

Para una explicación se muestra en la figura N° 2.19 y N° 2.20 un muro de contención vertical sin fricción con un relleno horizontal. A la profundidad z , la presión vertical efectiva sobre un elemento de suelo es $\sigma'_p = \gamma z$. Al inicio, si el muro no cede en absoluto, el esfuerzo lateral a esa profundidad será $\sigma'_h = K_o \sigma'_o$. Este estado de esfuerzo se ilustra mediante el círculo de Mohr. Ahora, si el muro se empuja contra la masa de suelo en una cantidad Δx , el esfuerzo vertical a la profundidad z permanecerá igual; sin embargo, el esfuerzo horizontal aumentará. Así pues, σ'_h será mayor que $K_o \sigma'_o$. Ahora se puede representar el estado de esfuerzo mediante el círculo de Mohr. Si el muro se mueve aún más hacia adentro (es decir, Δx se incrementa aún más), los esfuerzos a la profundidad z alcanzarán finalmente el estado representado por el círculo de Mohr c. Observe que este círculo de Mohr toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará al ser empujado hacia arriba. Al esfuerzo horizontal, σ'_h , en este punto se le refiere como presión pasiva de Rankine, o $\sigma'_h = \sigma'_p$. Para el círculo de Mohr c, el esfuerzo principal mayor es σ'_p y el esfuerzo principal menor σ'_o .

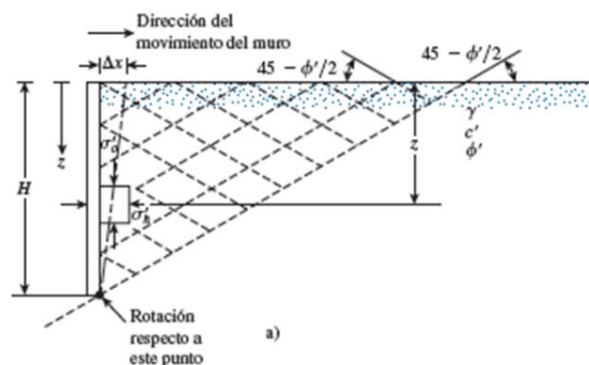


Figura N° 2.8.- muro sin fricción se aplica esfuerzo horizontal

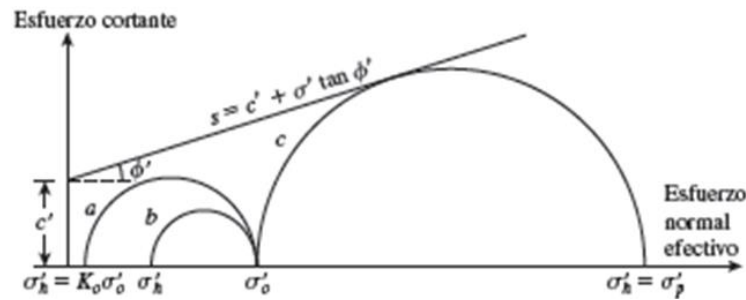


Figura N° 2.9.- Círculos de Mohr

Se tiene la fuerza Pp presión pasiva de Rankine es:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c'H\sqrt{K_p} \tag{2.3}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \tag{2.4}$$

Donde:

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

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierra Rankine

c', ϕ = cohesión y ángulo de fricción efectivo del suelo respectivamente.

El empuje pasivo corresponde a acciones de carga inferiores respecto a los empujes o fuerzas activas. Se admite la utilización de métodos simples como el método de Rankine.

La tecnología creada por Vidal consiste en la estabilización mecánica de un terraplén por medio de la inclusión de tiras metálicas, las cuales refuerzan el suelo por el efecto de interacción que se genera entre ambos, aumentando significativamente su resistencia. Las tiras son conectadas en su extremo a un muro de revestimiento, que sirve principalmente para prevenir el escape del relleno y que está constituido por diversas placas, que en la tecnología original desarrollada por Vidal, eran de acero. La configuración general de una estructura de tierra mecánicamente estabilizada y sus componentes, se muestra en la figura N° 8 una vista lateral de muro:

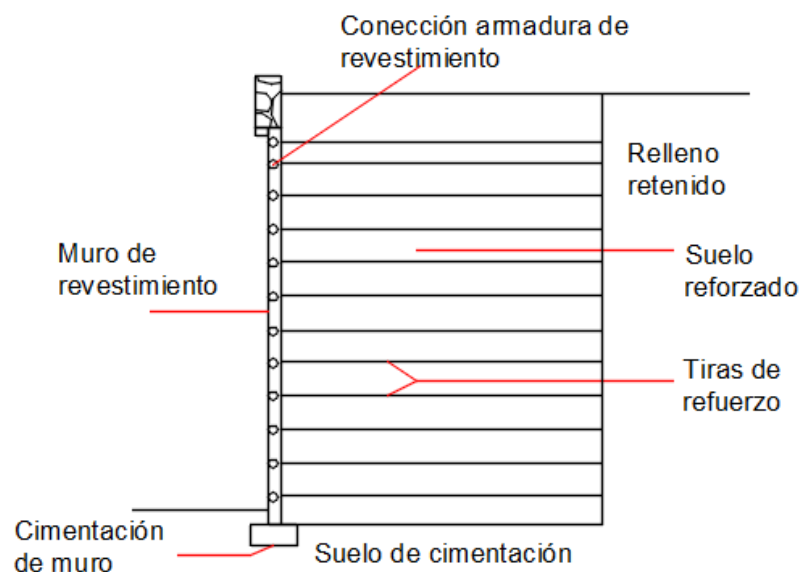


Figura N° 2.10.- Vista lateral de suelo reforzado

A partir de la creación de la tecnología de Tierra Armada, se han desarrollado diversas alternativas de muros de tierra mecánicamente estabilizada mediante el empleo de nuevos materiales, entre los cuales se encuentran los muros de tierra retenida tipo VSL, muros tipo Freyssisol, Muro tipo muerto o Tectres, muro construido por el método de York. Así, como material de refuerzo se emplean actualmente tiras y mallas metálicas (armadura inextensible), y diversos materiales poliméricos como pueden ser geotextiles y geomallas (armadura extensible), mientras que como material de revestimiento el concreto prefabricado es empleado en la gran mayoría de las aplicaciones.

El proceso constructivo de estos muros consiste en la ejecución de un relleno compactado en capas de espesor uniforme, el cual es contenido por placas de revestimiento que son instaladas al finalizar la compactación de cada capa. A cada nivel de tierras se instalan las tiras de refuerzo que son conectadas a las placas mediante adecuados sistemas de sujeción.

Las placas de revestimiento empleadas en estos muros tienen distintas configuraciones geométricas (rectangulares, hexagonales y/o en forma de cruz), En cuanto a los sistemas de refuerzo, estos son instalados en el relleno a intervalos regulares, con separación vertical y horizontal, y en el caso de ser metálicos, son elaborados de acero galvanizado por los problemas de corrosión a los cuales se ven

sometidos. Con este tipo de muros se puede llegar a alcanzar alturas del orden de veinte a treinta metros.

$$\sigma = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot H} \frac{a^2 \cdot b}{(a^2 + b^2)^2} \tag{2.5}$$

σ = esfuerzo horizontal a la profundidad $z = b \cdot H$

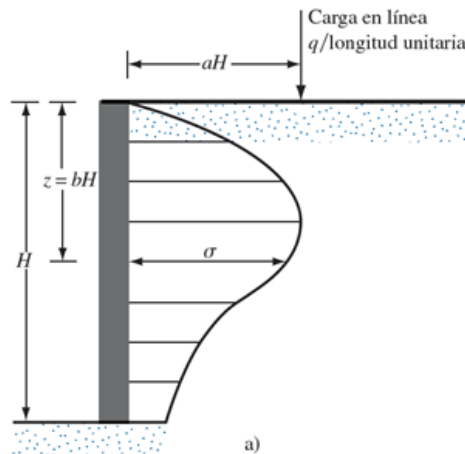


Figura N° 2.11.-Carga unitaria

Sin embargo, como el suelo no es un medio perfectamente elástico, deben esperarse algunas variaciones de la ecuación. Las formas modificadas de esta fórmula generalmente aceptadas para su uso en suelos son las siguientes

$$\sigma = \frac{4 \cdot q}{\pi \cdot H} \frac{a^2 \cdot b}{(a^2 + b^2)^2}; a > 0.4 \tag{2.6}$$

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203 \cdot b}{(0.16 + b^2)^2}; a \leq 0.4 \tag{2.7}$$

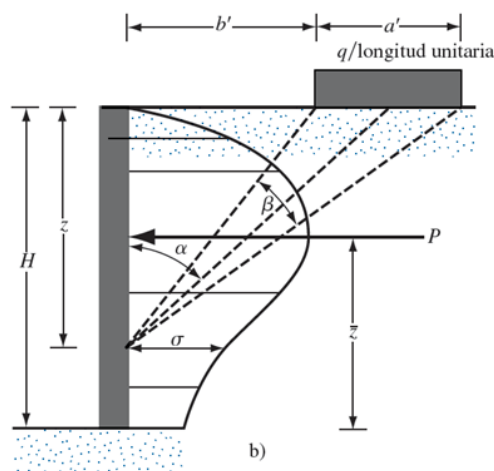


Figura N° 2.12.- Carga distribuida

La figura N° 2.23 muestra que una carga de franja con una intensidad de q /área unitaria localizada a una distancia b' desde un muro de altura H . Con base en la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal, σ , a cualquier profundidad z , sobre una estructura de contención es:

2.11. Solicitaciones de cargas

Para determinar la presión lateral producida por el suelo sobre estructuras de contención causada por varios tipos de sobrecarga como carga lineal o sobrecarga, carga en franja, se utiliza la teoría de la elasticidad.

De acuerdo a la teoría de elasticidad, el esfuerzo en cualquier profundidad z , en una estructura de contención causada por una carga en línea de intensidad q /longitud unitaria se expresa:

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cdot \cos 2\alpha) \quad (2.8)$$

En el caso de suelos el lado derecho de la ecuación se duplica para tomar en cuenta la cedencia de la masa de suelo.

La fuerza total por unidad de longitud (P) debida únicamente a la carga de franja (Jarquio, 1981) se expresa como

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (2.9)$$

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b'}{H}\right), \quad \theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a'+b'}{H}\right) \quad (\text{grados}) \quad (2.10)$$

2.12. Verificación de estabilidad

Para efectuar la verificación de estabilidad de una estructura de contención en suelo ya se reforzado o convencional es necesario recordar que estos tipos de muros, poseen una metodología de dimensionamiento diferenciada de los taludes reforzados, por lo tanto, las metodologías serán presentadas por separado.

La verificación de estabilidad de un muro de contención en suelo reforzado comúnmente es hecha en tres etapas:

- Verificación interna (para suelos reforzados)
- Verificación externa (para muro de contención)

- Verificación global (para suelos reforzados)

2.12.1. Verificación interna

Para la verificación interna de suelos mecánicamente estabilizados (Tierra armada), se utiliza el procedimiento general de diseño en muros de contención mecánicamente estabilizado, la estabilidad interna comprende determinar la resistencia a la tensión y a la extracción de los elementos de refuerzo y evaluar la integridad de los elementos de fachada o cara frontal del muro de contención.

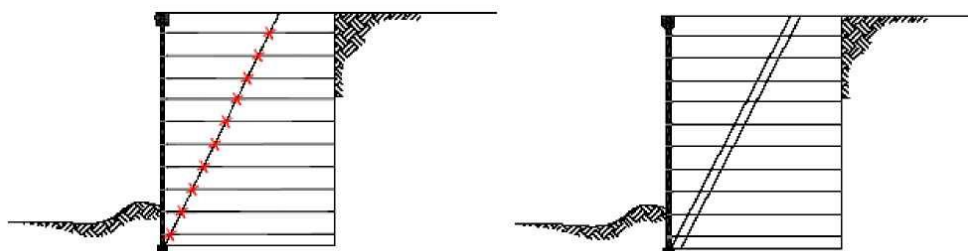


Figura N° 2.13.- Rotura por tracción y por arrancamiento en los refuerzos

En esta etapa se verifican las fallas dentro del macizo, para ello se determina la zona de posible superficie de rotura dentro de la estructura como lo muestra la figura N° 2.24, y cuando esta cruza los refuerzos es definido el punto de la máxima sollicitación a tracción actuante en cada refuerzo. La posible superficie de rotura también divide muro en dos zonas claramente diferenciadas:

- Zona activa (próxima al lado expuesto)
- Zona de anclaje (próximo al macizo natural al lado interno del muro de la estructura).

Una vez encontrado el punto de la máxima sollicitación a tracción actuante en cada refuerzo ($T_{\text{máx}}$) y su punto de aplicación en cada refuerzo, se verifica la posibilidad de rotura de los mismos, asegurando que $T_{\text{máx}}$ no sea mayor que la resistencia de proyecto del refuerzo, y además, se verifica la posibilidad de falla por arrancamiento, definiendo un comportamiento de anclaje, dentro de la zona resistente, suficiente para movilizar una fuerza de fricción mayor que $T_{\text{máx}}$.

Como podemos notar, para efectuar la verificación interna es importante conocer la posible superficie de rotura, pero esta, varía de acuerdo con la rigidez del refuerzo y por eso existen metodologías diferentes para estructuras con refuerzos no-extensibles y refuerzos extensibles.

- Rotura por tracción en los refuerzos
- Rotura por arrancamiento

Para el caso de estabilidad interna se utiliza un coeficiente de empuje K_a' de Rankine (para $\alpha=0$), siendo menor que el de Coulomb de acuerdo a la inclinación del muro en su cara frontal que puede llegar hasta los 10° .

$$K_a' = \tan^2 \left(45 \right)$$

2.12.1.1. Rotura por tracción en los refuerzos

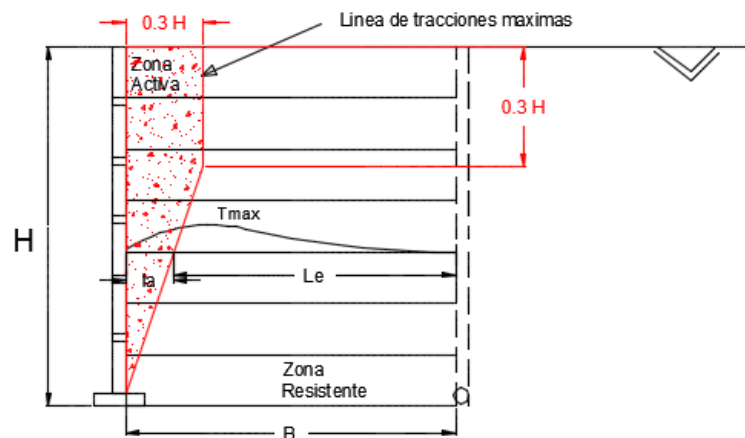


Figura N° 2.14 Superficie de rotura simplificada para refuerzos no extensibles

La figura N° 2.24 muestra una superficie de rotura simplificada definida por pruebas de laboratorio en escala real. Luego la máxima sollicitación actuante en cada refuerzo (T) es definida por:

$T_{max} = \sigma_a(max) * SV * SH$	(2.11)
-------------------------------------	--------

Luego la presión activa de Rankine para una estructura sin talud en su coronación es:

$\sigma'a(max) = \gamma_1 * H * K_a' * \gamma_{EV-max}$	(2.12)
---	--------

En la cual $\gamma_{EV \text{ máx.}}$, puede ser 1.35 como valor máximo o 1.00 como valor mínimo de acuerdo a la tabla 2-1.

La resistencia a tracción admisible

$T = \frac{f_y * w * t}{F_{s \text{ rot}}}$	(2.13)
---	--------

Donde:

f_y = Tensión de fluencia del acero

w = Ancho del refuerzo

t = Espesor del refuerzo

$F_s \text{ rot}$ = Factor de seguridad a la rotura de faja (2.5 a 3)

Luego para calcular el espesor del refuerzo a partir d las ecuaciones 2.11, 2.12 y 2.13 despejando obtenemos la ecuación siguiente:

$$t = \frac{\tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_2}{2} \right) * (\gamma_1 * H * SV * SH)}{f_y * w} * FS \text{ rot} \tag{2.14}$$

De acuerdo a la siguiente tabla adoptamos el espesor de sacrificio:

Espesor de sacrificio (mm)						
	Acero sin revestimiento			Acero galvanizado		
	5	30	70	5	30	70
Vida útil mínima de la obra (años)	5	30	70	5	30	70
Obras no inundables	0.5	1.5	3	0	0.5	1
Obras inundables por agua dulce	0.5	2	4	0	1	1.5
Obras inundables por agua salada	1	3	5	0	n.a	n.a

Tabla 2-3 valores de espesor de sacrificio para fajas metálicas

El valor de t adoptado será el valor de diseño más el espesor de sacrificio así:

$$t_{adop} = t + \text{espesor de sacrificio}$$

2.12.1.2. Rotura por arrancamiento

Para dimensionar el largo del refuerzo asumimos la siguiente formula:

$$F_R = " * L_e * w * \sigma'_v * \tan \phi' \tag{2.15}$$

Donde:

F_R = Fuerza de fricción máxima que se desarrolla en un tirante a una profundidad z

L_e = longitud efectiva

σ_v = presión vertical efectiva

ϕ' = Angulo de fricción entre el suelo y el tirante

la longitud total será la longitud efectiva (l_e) + longitud resistente (L_r) así:

$L_e = \frac{FS p * \sigma'_a * SV * SH}{2 * w * \sigma_v * \tan \phi u'}$	2.16
$l_r = \frac{(H - z)}{\left(\tan 45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$	(2.17)

2.12.2. Verificación externa

Un muro de contención o un suelo reforzado puede fallar en cualquiera de las formas siguientes:

- Puede volcarse respecto a su puntera.
- Puede deslizarse a lo largo de su base.
- Puede fallar debido a la pérdida de capacidad de soporte de carga del suelo que soporta la base.
- Puede sufrir una falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil sobre un suelo granular, que provocaría un asentamiento excesivo,

Los muros de contención en suelo reforzado trabajan básicamente como una estructura de gravedad, por tanto, para concluir su Verificación de Estabilidad es necesario efectuar las verificaciones como tal.

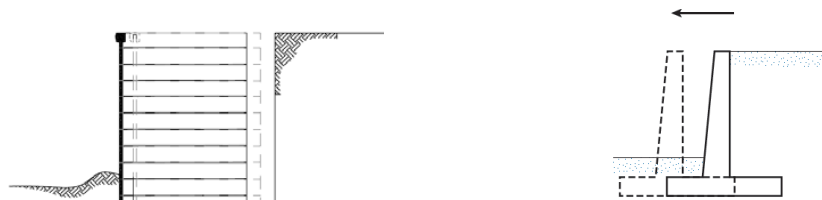


Figura N° 2.15.-Verificación por deslizamiento



Figura N° 2.16.- Verificación al vuelco



Figura N° 2.17.- verificación por capacidad de carga

2.12.2.1. **Verificación al deslizamiento**

En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible a moverse.

Se tiene la fuerza P_p presión pasiva de Rankine es:

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

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

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierra Rankine = $\tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$

c'_2, ϕ_2 = cohesión y ángulo de fricción efectivo del suelo respectivamente.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_D} \tag{2.1}$$

$\sum F_R$ = suma de las fuerzas horizontales existentes

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

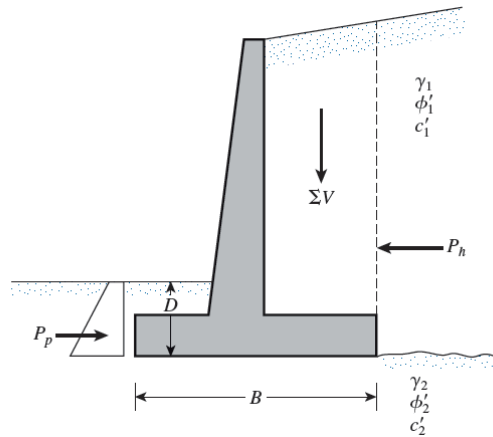


Figura N° 2.18.- deslizamiento en la base

Revisión por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V) * \tan(k_1 * \phi'_2) + B(k_2 c'_2) + P_p}{P_a \cos \alpha} \tag{2.1}$$

K_1 k_2 entre 1/2 a 2/3, P_p se ignora.

2.12.2.2. Verificación al vuelco

Se tiene la fuerza P_p presión pasiva de Rankine es:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_2 K_p + 2c'_2 H \sqrt{k_p}$$

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

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierra Rankine = $\tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$

c'_2, ϕ_2 = cohesión y ángulo de fricción efectivo del suelo respectivamente.

El factor de seguridad contra el volcamiento respecto a la puntera, es decir, respecto al punto C se expresa:

$$FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_R + \Sigma M_V}{\Sigma M_O} \tag{2.20}$$

ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del muro

ΣM_O = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar o desestabilizar el muro respecto al punto C

$\sum MV$ = suma de los momentos de las fuerzas verticales que tienden a volcar o desestabilizar el muro respecto al punto C

El momento de volcamiento es:

$$\sum M_0 = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \tag{2.2}$$

1)

Dónde: $Ph = Pa \cos \alpha$

Para calcular el momento resistente, $\sum M_R$, se puede elaborar una tabla. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o de la mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Observe que la fuerza Pv también contribuye al momento resistente. Pv es la componente vertical de la fuerza activa P_a ,

$$Pv = Pa \sen \alpha \tag{2.2}$$

2)

El momento de la fuerza Pv respecto a C es:

$$Mv = Pv * B = Pa \sen \alpha * B \tag{2.2}$$

3)

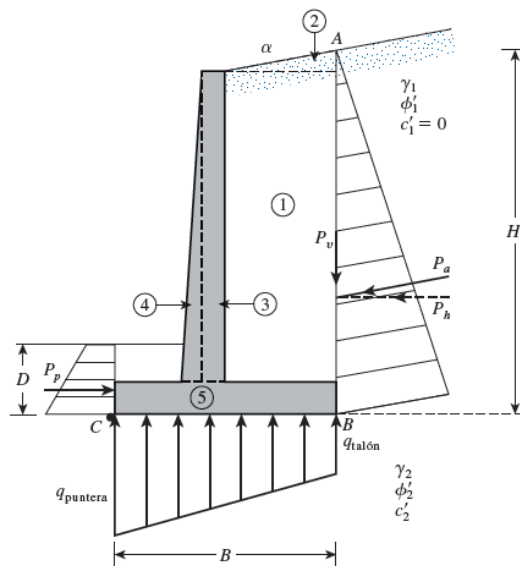


Figura N° 2.19.-Revisión por volcamiento

Luego para calcular $\sum M_R$

Sección	Área	Peso /longitud unitaria del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento respecto a C
---------	------	----------------------------------	---------------------------------	----------------------

1	A1	$W1 = \gamma_1 * A1$	X1	M1
2	A2	$W2 = \gamma_1 * A2$	X2	M2
3	A3	$W3 = \gamma_c * A3$	X3	M3
4	A4	$W4 = \gamma_c * A4$	X4	M4
5	A5	$W5 = \gamma_c * A5$	X5	M5
		Pv	B	Mv
		ΣV		ΣMR

Tabla 2-4 proceso de cálculo de ΣMR

γ_1 = peso específico del relleno

γ_c = peso específico del concreto

Una vez que se conoce ΣMR , se puede calcular el factor de seguridad con:

$$FS_{(volcamiento)} = \frac{M1 + M2 + M3 + M4 + M5}{\Sigma M_o - Mv} \tag{2.24}$$

$$FS_{(volcamiento)} = \frac{M1 + M2 + M3 + M4 + M5}{Pa \cos \alpha \left(\frac{H'}{3}\right) - Pa \sin \alpha (B)}$$

El valor mínimo deseable usual del factor de seguridad respecto a la falla por volcamiento es de 2 a 3. (Skok, 2010) (Das, 2012)

2.12.2.3. Verificación por capacidad de carga

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de contención se revisa contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base hacia el suelo se muestra en la figura N° 2.31

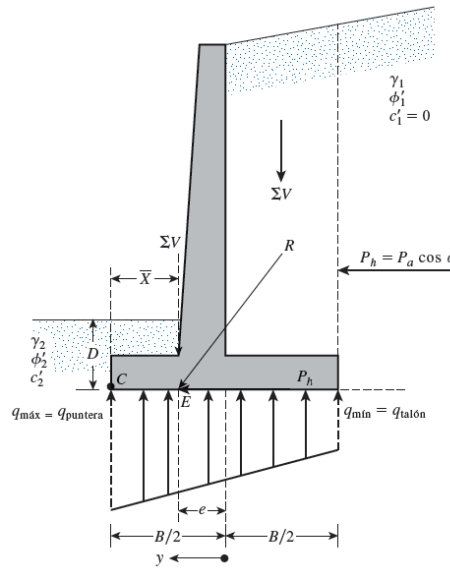


Figura N° 2.20.- falla por capacidad de carga

Denota que q_{pie} y $q_{talón}$ son las presiones máxima y mínima que ocurren en los extremos de las secciones de la puntera y del talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{pie} y $q_{talón}$ se pueden determinar de la manera siguiente: La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base es $\sum V$ (consulte la columna 3 de la tabla 1) y la fuerza horizontal Ph es $Pa * \cos \alpha$. Sea la resultante:

$$R = \sum V + Ph \tag{2.25}$$

El momento neto de estas fuerzas respecto al punto C en la figura 22 es:

$$M_{neto} = \sum MR - \sum Mo \tag{2.2}$$

Los valores de $\sum M_R$ (columna 5 tabla 1) y $\sum M_o$ (ecuación 2.13) ya se determinaron. La línea de acción de la resultante R interseca la losa de base en E.

Así para las presiones máxima y mínima el valor de $y = B/2$

$$q_{max} = q_{puntera} = \frac{\sum v}{B} + \frac{e(\sum v) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} * B^3} = \frac{\sum v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \tag{2.2}$$

En el análisis de diseño se tiene que la excentricidad (e) es: $e > B/6$, el diseño se vuelve a dimensionar y los cálculos se rehacen.

La capacidad de carga de una cimentación superficial está dada por la fórmula:

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.2)$$

8)

Donde:

$$q = \gamma_2 * D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \phi'_2}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi'_2 (1 - \text{sen})^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

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

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a * \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

De lo cual el factor de seguridad por capacidad de carga resulta de:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (2.2)$$

9)

Se requiere un factor de seguridad de 3. (Das, 2012)

2.12.3. Verificación global,

Para entender este concepto hablaremos de estabilidad de taludes. Se comprende bajo el nombre genérico de taludes, cualesquiera superficies inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra ya sean laderas o cortes y terraplenes (Juárez Badillo & Rico Rodríguez Tomo II, 2008)

Cuando un estrato de suelo débil se ubica a poca profundidad, es decir, a 1.5 veces el ancho de la losa de base del muro de retención es necesario considerar un asentamiento excesivo. La falla por cortante profundo de un suelo débil ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica. en estos casos, la superficie de falla se debe determinar mediante prueba y error utilizando varios centros como O. la superficie de falla a lo largo de la

cual se obtiene el factor de seguridad mínimo es la superficie crítica de deslizamiento. para una pendiente de relleno mínima de $\alpha < 10^\circ$ (Das,2012).

En la figura N° 2. 32, se aprecia la falla por cortante profundo de un suelo débil para los dos tipos de estructura

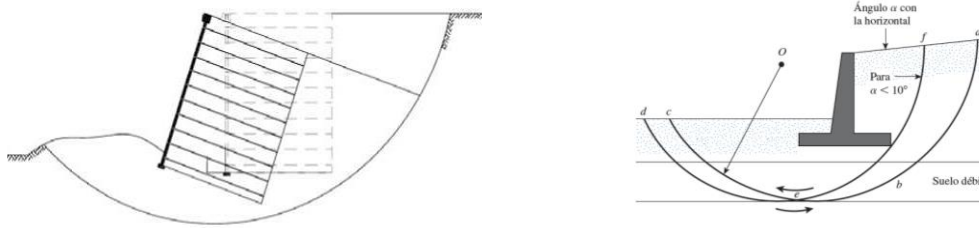


Figura N° 2.21.-verificación por falla cortante asentamiento profundo

En 1927 Fellenius propone el método de las dovelas. En 1955, Bishop propuso una solución más refinada para el método ordinario de las dovelas. En este método, el efecto de las fuerzas sobre los lados de cada dovela se toma en cuenta en alguna medida.

Para taludes reforzados, se considera las posibles superficies de rotura circulares, por tanto, para su verificación de estabilidad se utiliza los métodos tradicionales de estabilidad de taludes (Bishop simplificado), adicionándose una fuerza horizontal (T_d), actuando en las dovelas. Tal fuerza corresponde al momento generado por la resistencia a la tracción del refuerzo o, a resistencia al arrancamiento del refuerzo (aquella que fuera menor) con relación al centro de la superficie analizada.

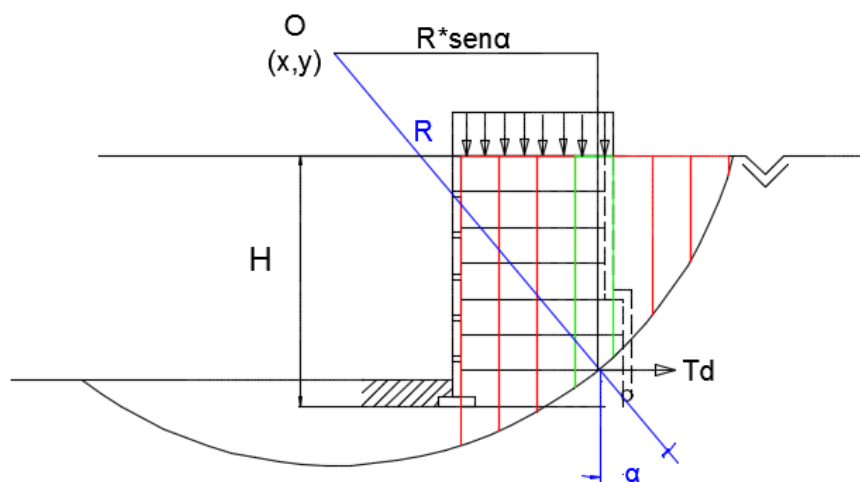


Figura N° 2.22 grafico de verificacion a rotura global para suelo reforzado

En el análisis de esfuerzos efectivos, en términos generales para suelos con cohesión y fricción la resistencia al corte de un suelo se define como:

$\tau = c + (\sigma_n - \mu) * \tan \varphi$	(2.30)
--	--------

donde:

τ = resistencia al corte.

c = cohesión efectiva.

σ_n = esfuerzo normal total.

μ = presión hidrostática

φ = ángulo friccional efectivo.

En la formulación del equilibrio limite se asume que:

- El factor de seguridad de la componente cohesiva y la parte friccional de la resistencia al corte de un suelo es la misma para todos los suelos involucrados
- El factor de seguridad es el mismo para todas las rebanadas.

En la figura N°2.34 se puede apreciar todas las fuerzas actuantes para un muro de contención de talud reforzado sobre una rotura circular y el diagrama de equilibrio de las fuerzas actuantes, entendiendo que para ambos casos de estudio el análisis es el mismo.

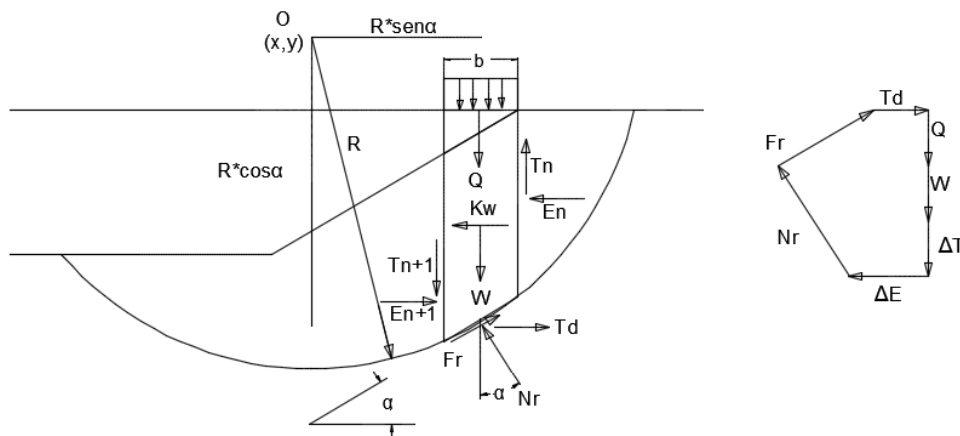


Figura N° 2.23 Verificación contra rotura global y equilibrio de fuerzas actuantes

Las variables definidas se describen a continuación

W = Peso total de la rebanada, de ancho b y altura h .

Q = Peso de la sobrecarga en la rebanada o dovela a estudiar

N_r = fuerza total normal a la base de la rebanada.

Fr = fuerza de corte movilizada en la base de la rebanada.

E = fuerza normal horizontal entre rebanadas. Subíndices D “derecha” e I “izquierda” según el lado de la rebanada en el que actúa.

T = fuerza vertical de corte entre rebanadas. Subíndices D “derecha” e I “izquierda” según el lado de la rebanada en el que actúa.

R = radio de la superficie de deslizamiento.

α = ángulo entre la tangente del centro de cada rebanada y la horizontal. (nomenclatura utilizada solo para este ítem; no es similar al ángulo de inclinación del relleno del muro de retención.

Td = Momento generado por la resistencia a tracción o a arrancamiento (la menor) con relación al centro de la dovela o rebanada de estudio.

Formulas necesarias para el cálculo del FS

$\tau = \frac{Fr}{\Delta l} \text{ y } \sigma = \frac{Nr}{\Delta l}$	(2.31)
$Fr = \frac{c * \Delta l}{FS} + \frac{Nr * \tan \varphi}{FS} - \frac{\mu * \tan \varphi * \Delta l}{FS}$	(2.32)

El método general del equilibrio del límite (MGEL) utiliza las siguientes ecuaciones de la estática para resolver el factor de la seguridad:

El sumatoria de fuerzas en la dirección Y vertical para cada rebanada. La ecuación se resuelve para la fuerza normal en la base de la rebanada, N.

Alfabeto griego

$\Delta T + W + Q = Nr * \cos \alpha + Fr * \sin \alpha$	(2.33)
--	--------

De lo cual despejando reemplazando Fr y despejando Nr se tiene:

$Nr = \frac{w + Q + \Delta T - \frac{c * \Delta l * \sin \alpha}{FS} + \frac{\mu * \tan \varphi * \sin \alpha}{FS}}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi * \sin \alpha}{FS}}$	(2.34)
---	--------

--	--

El sumatorio de momentos en el punto O común para todas las rebanadas

$$(W + Q) * \sin \alpha = Fr + Td * \cos \alpha \quad (2.35)$$

Luego reemplazando Fr y Nr para luego despejar el factor de seguridad del equilibrio de momentos, FS.

$$FS = \frac{\left[\frac{W * \tan \varphi + Q * \tan \varphi + c * \Delta l * \cos \alpha + \mu * \Delta l * \cos \alpha * \tan \varphi}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi * \sin \alpha}{FS}} \right] + Td * \cos \alpha}{(W + Q) * \sin \alpha} \quad (2.36)$$

Para que la formula no sea tan grande se realizan las siguientes reducciones

Si: $b = \Delta l * \cos \alpha$ y

$$m(\alpha) = \cos \alpha + \frac{\tan \varphi * \sin \alpha}{FS}$$

$$FS = \frac{\left[\frac{W * \tan \varphi + Q * \tan \varphi + c * b + \mu * b * \tan \varphi}{m(\alpha)} \right] + Td * \cos \alpha}{(W + Q) * \sin \alpha} \quad (2.37)$$

El termino FS está en ambos lados de la ecuación, por lo tanto, es necesario un procedimiento iterativo de prueba y error para encontrar el valor de FS deben investigarse varias superficies de falla, para encontrar la superficie crítica.

2.13. Verificación por sismo

La forma más simple para incluir los efectos del sismo es considerar que las fuerzas inducidas por este son incorporadas como fuerzas horizontales en el análisis. La magnitud de la fuerza horizontal FH es tomada igual al peso de la masa que desliza, multiplicada por un coeficiente kh que “representa” al sismo, transformándolo en un problema pseudoestático.

Aunque en la realidad el sismo impone fuerzas horizontales y verticales, diversos autores recomiendan no incluir estas últimas en el análisis.

El coeficiente sísmico k_h , es un valor empírico que depende entre otros factores, de la aceleración horizontal máxima de campo libre, las características del sismo (magnitud, profundidad, contenido de frecuencias, etc.), dimensiones de la obra (volumen potencial masa deslizante y condiciones de borde), existencia de poblados, instalaciones y equipos que puedan verse afectados. Diversos autores han propuesto valores y expresiones para determinar el valor de k_h , los que se muestran a continuación

Autor	Coefficientes Sísmicos k_h	Observación
Terzaghi (1950)	$k_h = 0.1, k_h = 0.2$ y $k_h = 0.5$	Para sismos severos, violentos y destructivos y sismos catastróficos respectivamente
Noda & Uwave (1976)	$k_h = a_{max}/g$ $k_h = 0.33 \cdot (a_{max}/g) 0,33$	Si $a_{max} \leq 2 \text{ m/s}^2$ Si $a_{max} > 2 \text{ m/s}^2$
Seed (1979)	$k_h = 0.10, F_{Ssismico} \geq 1.15$ $k_h = 0.15, F_{Ssismico} \geq 1.15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de Magnitud 6.5 Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de Magnitud 8.5
Seed (1980)	$k_h = 0.15 F_{Ssismico} \geq 1.15$	Siempre que no exista una pérdida significativa de resistencia de los materiales durante el sismo (suelos arcillosos, arenas drenadas y suelos no-cohesivos densos). Además, sugiere verificar deformaciones con método de Newmark (1965)
Marcuson (1981)	$k_h = 0.33 \cdot a_{max}/g$, a $k_h = 0.5 \cdot a_{max}/g$	Considera posible amplificación ó amortiguamiento
Krinitzsky et al (1993), Taniguchi & Sasaki (1986)	$k_h = 0.65 \cdot a_{max}/g$	Recomendada para deslizamiento de magnitud intermedia
Seed & Martin (1966), Dakuolas & Gazetas (1986)	$k_h = a_{max}/g$	Para un talud pequeño. $k_h = 0.65 \cdot a_{max}/g$ Deslizamiento de magnitud intermedia Idem Seed (1979) Grandes deslizamientos
Hynes-Griffin & Franklin (1984)	$k_h = 0.5 \cdot a_{max}/g$	Para presas y con $F_S = 1$, concluyó que la presa no estará sujeta a deformaciones importantes.
Saragoni (1993)	$k_h = 0.3 \cdot a_{max}/g$ Si $a_{max} \leq 6.6 \text{ m/s}^2$ $k_h = 0.22(a_{max}/g) 0,33$ Si $a_{max} > 6.6 \text{ m/s}^2$	
Kramer (1996)	$k_h = 0.5 \cdot a_{max}/g$	Apropiado para muchos taludes, pero acota que no es una regla general.
Division of Mines and Geology, California (1997)	$k_h = 0.15$	

Como es posible observar, existe una amplia gama de posibilidades para adoptar el valor de k_h ,

2.14. Módulo de balastro

El módulo de Reacción o Coeficiente de Balastro se define como: La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05” que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm,

- Se parte de la hipótesis ideal de suelos homogéneos.
- No se tiene en cuenta la interacción entre cimientos próximos.
- Depende de la superficie de la cimentación: relación entre tensiones y asientos.
- El coeficiente de balastro es inversamente proporcional al asiento.

2.15. Drenaje

Uno de los ítems para tener en cuenta en el diseño y construcción de muros de contención es el de tomar medidas contra la acumulación de agua detrás de los mismos. Si esto no se evita, podría resultar una presión de agua del suelo muy fuerte sobre el muro que puede empeorar en climas fríos debido al efecto de congelamiento, en ese entender, las fallas que ocasionalmente ocurren en muros de contención se deben, en su mayor parte, a estas causas, individual o combinación:

- exceso de presión bajo la fundación del muro con consecuente inclinación del mismo hacia delante, y
- drenaje insuficiente del relleno posterior.

La presión hidrostática del agua superficial acumulada durante o después de lluvias torrenciales o riegos sin control, aumenta notablemente el empuje sobre el muro. Si hay posibilidades de congelamiento, las presiones que ejerce el hielo agravan el problema en suelos pobremente drenados. A veces la combinación de ambos es muy grave pues los grandes empujes aumentan las presiones de contacto con la zapata.

Las presiones admisibles de contacto se deben adoptar luego de profundos estudios. Los asentamientos pueden provocar grandes desplazamientos y rotaciones. No sólo es necesario investigar el suelo inmediato debajo de la zapata, sino también los estratos que se encuentran a una profundidad al menos igual a la altura del muro a construir.

El mejor relleno para colocar en la parte posterior del muro es un suelo con buen drenaje y sin cohesión. Además, se suelen colocar agujeros lloraderos de unos 100 mm a 200 mm, en distancias entre 1.5 a 3.0 m en vertical y horizontal. Para facilitar drenaje y evitar taponamiento se coloca piedra triturada en el extremo posterior de cada lloradero, cuidando de que, si el material es muy fino tipo arena trituradas, colocar piezas de mayor tamaño alrededor de los orificios. Deben tomarse precauciones para que el agua que proviene de los drenajes sea evacuada en forma rápida y segura sin que se estacione o penetre en el suelo cercano a las fundaciones del muro. Los drenajes hacia el frente del muro no son muy agradables desde el punto de vista estético, por lo que a veces se colocan drenajes longitudinales embebidos en piedras trituradas o gravas a lo largo de la cara posterior del muro, en uno o más niveles, con buenas pendientes, los cuales deben tener sus descargas en los extremos.

El efecto de las heladas no debería ser subestimado, y la colocación de los materiales triturados o grava natural son muy eficientes para liberar presiones. Lo mejor es tratar de que el agua no llegue al suelo en contacto con el muro.

Una de las formas es tratar de crear drenajes que diverjan el agua hacia otros lugares, o colocar una capa de asfalto u otro material que aleje el agua con mínima penetración.

El sistema de recolección incluye una tubería o subdren de recolección por debajo del pie del muro y su entrega a un sitio seguro alejado del muro.

2.16. **Normativas para el diseño de muros de contención de concreto armado y de suelo reforzado**

Las características esenciales de una estructura de suelo reforzado, así como los conceptos del mismo, pueden aplicados tanto al diseño de muros, taludes y otros de suelo reforzado con pequeñas modificaciones este proyecto de investigación busca dar a conocer las bondades de estos conceptos para poder ser aplicados.

El reglamento nacional de edificaciones edición 2009 en si ítem E-060 Concreto armado, en el Capítulo 3 Materiales ítem 3.8 Normas Citadas, menciona: las Normas Técnicas Peruanas NTP, Las normas de la American Society for Testing and Materials ASTM y las normas de la American Welding Society AWS citadas se consideran parte de la norma. Misma que utiliza el diseño de factores de carga y resistencia (LRFD), cuya metodología es el estado límite. (M.V.C.S., 2009)

La filosofía del Diseño por Esfuerzos Admisibles (ADS por sus siglas en inglés) consiste en determinar los esfuerzos últimos y dividir a estos por factor de seguridad global. Hoy en día se está optando por diseñar estas estructuras mayorando las acciones y minorando la resistencia, procedimiento utilizado en la ingeniería estructural hace ya décadas. (FHWA NHI-10-024).

La Administración Federal de Carreteras FHWA NHI-10-024, utiliza un diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) por sus siglas en inglés.

De acuerdo a la FHWA-NHI-10-024, se diseña por el ADS o por el LRFD, la esencia del diseño se mantiene intacta, ya que esta consiste en realizar una evaluación de la estabilidad externa y de la estabilidad interna del muro. Asimismo, se mantienen la suposición de que el muro se comporta como un bloque rígido para la evaluación de la estabilidad externa, la forma y ubicación de los planos de deslizamientos internos y el

tratamiento del refuerzo como elementos discretos. (U. S. Department of Transportation, 2009)

La normativa objeto de este estudio es FHWA NHI-10-024 “Diseño y construcción de muros de suelo mecánicamente estabilizado y taludes de suelo reforzado Volumen I” Federal Highway Administration (FHWA)

2.17. Estudios de Topografía

2.17.1. Levantamiento topográfico

La topografía se encarga de realizar mediciones en una porción de tierra relativamente pequeña. Las informaciones se obtienen de instituciones especializadas en cartografía y/o a través de las mediciones realizadas sobre el terreno (“levantamiento”), complementando esta información con la aplicación de elementales procedimientos matemáticos.

Un levantamiento topográfico consiste, en la realización de las operaciones necesarias para determinar la posición de una serie de puntos del terreno respecto de un sistema de referencia previamente establecido, y su posterior representación gráfica.

La topografía se divide en tres partes:

- Planimetría: Se encarga de la obtención de los puntos en el plano horizontal mediante la obtención de sus coordenadas (X, Y) respecto del sistema de referencia previamente establecido, sin tener en cuenta los desniveles o diferentes alturas del terreno.
- Altimetría: Se encarga de representar solo la altura de los puntos sobre el plano de comparación, mediante el cálculo de las respectivas cotas (Z) respecto a una superficie de referencia.
- Taquimetría: Determina simultáneamente las coordenadas planas y sus cotas respectivas.

2.17.1.1. Etapas de un levantamiento topográfico

2.17.1.1.1. Reconocimiento del terreno

Etapa en la cual se investiga, razona y deduce el método más apropiado para llevar óptimamente el trabajo de campo. Para esto es importante realizar la visita al terreno, preguntar la mayor cantidad de datos técnicos a las personas del lugar, así como recopilar información de planos referenciales existentes del lugar.

2.17.1.1.2. Trabajo de campo

Ejecuta in situ las mediciones necesarias de acuerdo al plan y estrategia establecido en el reconocimiento del terreno; esto se consigue midiendo las distancias, ángulos horizontales, verticales, así como el desnivel entre los puntos. En esta etapa se utiliza la libreta de campo para anotar los datos obtenidos.

2.18. Estudios de Geotecnia

Los muros de contención son estructuras que entrañan cierto riesgo de rotura por fallo del terreno, por lo que suelen exigir un reconocimiento detallado del cimiento y del material a utilizar en su lado interno del muro.

2.18.1. geología local de la zona

El objeto principal del estudio geológico es identificar los tipos de suelos, que se emplazan en la zona de estudio y sus propiedades para su correcta utilización.

Dicho Estudio geológico se realizó en base al reconocimiento del terreno, trabajo de campo y la información existente de estudios realizados en el distrito de Puno.

La geología define el tipo de acuífero, Sus características dependen de factores estructurales, estratigráficos y litológicos a los que van asociados determinadas tendencias en el desarrollo de la porosidad y permeabilidad.

2.18.2. cartografía geológica

2.18.2.1. Formación Catahuine (Q-al)

Pertenece a la edad del cenozoico a la serie cuaternario, sistema pleistoceno; son depósitos aluvio limo, y arena con grava; porque son depósitos de gravas, arenas y limos, la matriz de estos materiales es arenoso.

2.18.3. Generalidades del estudio de mecánico de suelos

La mecánica de suelos es una ciencia que nos permite conocer y evaluar las propiedades físicas, mecánicas y características de comportamiento mecánico del suelo resistencia y deformabilidad hasta la profundidad objeto de estudio con la finalidad de proporcionar estabilidad al proyecto de construcción a ejecutar, es así que para obtener éstos parámetros es necesario desarrollar labores de campo y laboratorio

Según TERZAGHI " Es la aplicación de las leyes de la mecánica e hidráulica a los problemas de ingeniería que trata con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica ó

descomposición química de las rocas independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica".

la extracción de las muestras en el campo y la ejecución de las pruebas del laboratorio adecuados para determinar ya sea su clasificación, así como su capacidad de carga admisible, son importantes para el diseño y planteamiento de la cimentación del muro de contención con suelo reforzado, características del suelo que se presenta en el proceso de excavación.

Las fallas o defectos de las obras civiles por lo general son costosas es por esta razón la importancia del estudio de la Mecánica de Suelos.

2.18.4. Exploración y muestreo de mecánica de suelos

Exploración

El espaciamiento de los sondeos y el número de muestras que se tomen deberán estar de acuerdo con la homogeneidad del suelo y el tipo de estudio de suelo de que se trate. En suelos que se presenten pocas variaciones en sus características, el espaciamiento de los sondeos será mayor que en los suelos heterogéneos. Igualmente, en los estudios preliminares el espaciamiento será mayor que en los estudios definitivos.

Muestreo

Es la obtención de una porción del material con el que se pretende construir una estructura o bien del material que ya forma parte de la misma, de tal manera que las características de la porción obtenida sean representativas del conjunto. El muestreo, además, incluye las operaciones de envase, identificación y transporte de las muestras.

El muestreo comprende dos tipos de muestras:

Muestras alteradas, son aquellas que están constituidas por el material disgregado o fragmentado, en las que no se toman precauciones especiales para conservar las características de estructura y humedad; no obstante, en algunas ocasiones conviene conocer el contenido de agua original del suelo, para lo cual las muestra se envasan y transportan en forma adecuada.

Las muestras alteradas, de suelos podrán obtenerse de una excavación, de un frente, ya sea de corte o de banco o bien, de perforaciones llevadas a profundidad con herramientas especiales. Las muestras deberán ser representativas de cada capa que se

atraviase, hasta llegar a una profundidad que puede corresponder al nivel más bajo de explotación, al nivel de aguas freáticas o aquél al cual sea necesario extender el estudio.

El peso mínimo de la muestra será de 40 Kg. Que es la cantidad de suelo que comúnmente se requiere para realizar las pruebas en materiales de terracerías; esta cantidad deberá obtenerse de una muestra representativa mediante el procedimiento de cuarteo.

2.18.5. Ensayos de laboratorio

Se utilizan para determinar las características físicas y mecánicas del suelo para determinar los empujes del mismo.

Ensayos de identificación: son los únicos (junto con los de compactación) que pueden realizarse sobre muestras alteradas. Pueden ser:

Ensayos físicos: granulometría, plasticidad o peso específico de partículas.

Ensayos de estado: humedad natural, peso específico seco o aparente. Proporcionan la situación del terreno en su estado natural. Como excepción, pueden utilizarse muestras alteradas para la obtención de la humedad natural, siempre que se protejan de pérdidas posteriores de humedad nada más proceder a su obtención.

Ensayos de permeabilidad: en permeámetros de carga constante, de carga variable o en célula triaxial.

Ensayos de cambio de volumen: compresibilidad Edométrica, expansividad (presión de hinchamiento, hinchamiento libre, índice de Lambe) y colapso.

Ensayos de resistencia: compresión simple, corte directo (CD, CU, UU), compresión triaxial (CD, CU, UU).

Otros ensayos sobre suelos o rocas:

Compactación Proctor

Índice de dispersividad Pin-Hole (sobre muestra alterada).

Ensayos sobre rocas: compresión simple (con o sin galgas extensiométricas), carga puntual (Point Load), corte directo de diaclasas, índice de durabilidad Slake, compresión triaxial.

2.18.6. Clasificación de suelo

Desde el punto de vista de la mecánica de suelos existen suelos no cohesivos denominados así porque sus partículas no se juntan, son relativamente grandes, también llamados suelos granulares o gravas; suelos cohesivos presentan partículas muy pequeñas, predominan los efectos electroquímicos superficiales, las partículas tienden a adherirse (interacción agua- partícula) comúnmente denominados arenas, limos y arcillas y suelos orgánicos son suelos esponjosos con grumos compresibles prohibidos para soporte de estructuras de ingeniería comúnmente denominados turba

Clasificación del suelo	Denominación	Diámetro (mm)
Suelo no cohesivo	Gravas	>2mm
Suelo cohesivo	Arenas	Entre 2 mm y 0.06 mm
	Limo	Entre 0.06 mm y 0.002 mm
	Arcillas	< 0.002 mm
Suelo orgánico	Turbas	

Tabla 2-5 Clasificación del suelo

2.18.7. Calculo de la cohesión “c” y Angulo de fricción interna “ ϕ ”

Cohesión

Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad. La cohesión se mide kg/cm². El suelo arcilloso tiene cohesión alta de 0,25 kg/cm² a 1.5 kg/cm², o más. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas la cohesión es prácticamente nula.

Fricción interna

Es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto de las partículas y de su densidad. Como los suelos granulares tienen superficies de contacto mayores y sus partículas, especialmente si son angulares, presentan una buena trabazón, tendrán fricciones internas altas. En cambio, los suelos finos las tendrán bajas.

La fricción interna de un suelo está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal "p" aplicada a dicho plano. Los valores de este ángulo llamada "Angulo de fricción

interna" ϕ , varían de prácticamente 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia este próxima a su límite líquido, hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares. Generalmente, el ángulo ϕ para arenas es alrededor de 30° .

2.19. Estudios de hidrología

El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos más importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La hidrología no es una ciencia exacta y es posible que se obtengan resultados muy diferentes de acuerdo con el método que se utilice para el cálculo y la metodología de manejo de la información; por lo tanto, se debe tener un criterio muy claro de los fenómenos para interpretar la información hidrológica.

La lluvia necesaria para que ocurran deslizamientos también depende de la lluvia antecedente. Si las lluvias antecedentes al evento fueron de magnitud importante, el porcentaje de lluvia requerido para eventos catastróficos es menor que cuando no ha habido lluvia antecedente.

Cada región posee un sistema de lluvias que se repite en forma similar cada año. Es común encontrar áreas donde ocurren dos períodos de lluvias con dos períodos secos o una sola temporada de lluvias con un período seco. El régimen de lluvias de una región determinada puede ser diferente al de un sitio específico dentro de la misma región, especialmente en zonas de alta montaña y se debe, en lo posible, obtener la información precisa de las lluvias en el sitio del talud a estudiar; sin embargo, para evaluar la amenaza de los deslizamientos, se recomienda analizar en forma regional el régimen de lluvias al igual que el sistema local.

2.20. Diseño geotécnico

2.20.1. Cargas de diseño

2.20.1.1. Tipo de cargas

Cargas permanentes:

- Peso propio de la estructura,
- Componente horizontal de la presión de tierra
- Sobrecargas como peso muerto y cargas estructurales

Cargas transitorias

Carga sísmica

2.20.2. Esfuerzos

2.20.2.1. El coeficiente de empuje Kp Y Ka

Para encontrar la presión activa del muro Pa yPp, es necesario tener los siguientes datos

α'	Φ'	C'	γ' Kn/m ³	H M
15°	34°	0	17.26	5.709

Tabla 2-6Valores preliminares del estudio de suelos

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} = 0.3108$$

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_1 * H'^2 = 87.42 \text{Kn/m}$$

$$K_p = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} = 3.0024$$

El valor de Pp lo resolveremos más adelante

2.20.3. Calculo de acciones externas

Para este muro las fuerzas externa Q no son ejercidas en el muro propiamente dicho por ello no hay presiones laterales de tierra debido a sobrecargas.

2.20.4. Estabilidad

2.20.4.1. Estabilidad Interna

En un muro de concreto armado no se realiza la estabilidad interna

2.20.4.2. Estabilidad Externa

2.20.4.2.1. Estabilidad al volteo

Para ello es necesario determinar el momento resistente

SECCION	b	h	AREA	γ	PESO /LONG UNIT	BRAZO MOMENTO PTO C	MOMENTO
	m	m	m ²	Kn/m ³	Kn/m	m	Kn-m/m
1	0.30	4.60	1.38	24.00	33.12	1.050	34.78
2	0.30	4.60	0.69	24.00	16.56	0.800	13.25

3	3.10	0.60	1.86	24.00	44.64	1.550	69.19
4	1.90	4.60	8.74	17.26	150.85	2.150	324.33
5	1.90	0.51	0.48	17.26	8.35	2.467	20.59
Pv					22.63	B= 3.1	70.14
ΣV					276.15	ΣMR	532.28

Tabla 2-7 Cálculo del momento resistente

Posteriormente hallamos el momento de volteo o volcamiento

$$\sum M_o$$

Ph	H'/3	ΣMo
84.44	1.90303	160.70

kn-m/m

Tabla 2-8 Momento de volcamiento

$$\sum M_v$$

Pv	B	ΣMv
22.63	3.1	70.14

kn-m/m

Ahora hallamos el FS volcamiento que es mayor a 2 por lo tanto cumple

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_R + \sum M_V}$$

ΣMR	ΣMv	ΣMo	FSv
532.28	70.14	160.70	3.7487

> 2

Tabla 2-9 cálculo del FS volteo

2.20.4.2.2. Estabilidad al deslizamiento

$$\text{El FS deslizamiento} = \frac{(\sum v) * \tan(K_1 * \phi'_2) + B * K_2 * c'_2 + P_p}{Pa * \cos\alpha}$$

Asumimos que la distancia del punto de aplicación es $k_1 = K_2 = 2/3 = 0.667$

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

$$K_p = \frac{c_2 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'_2}{2})}{\dots}$$

ϕ_2 °	K_p	D m	γ_2 Kn/m3	c'_2 kn/m2	P_p kn/m
34.00	3.00	1.00	17.26	0.00	25.91

Tabla 2-10 Cálculo de la

$\sum V$ Kn/m	K_1	ϕ_2 °	B M	K_2	c'_2 kn/m2	P_p kn/m2	$P_a * \cos \alpha^\circ$ Kn/m	Fsd
276.15	0.67	34	3.1	0.6667	0	25.91	84.44	1.67

Tabla 2-11 cálculo del facto de seguridad al deslizamiento

2.20.4.2.3. Estabilidad a la capacidad portante de carga

Para poder hallar el FS capacidad portante es preciso determinar la excentricidad

$$M_{neto} = \sum M_R \qquad \overline{CE} = \frac{\sum M_o}{M_{neto}} \qquad e = \frac{\overline{CE}}{B}$$

Reemplazando las ecuaciones

$$e = \frac{\sum M_o}{\sum M_R - \sum M_o} \qquad e < \frac{B}{6}$$

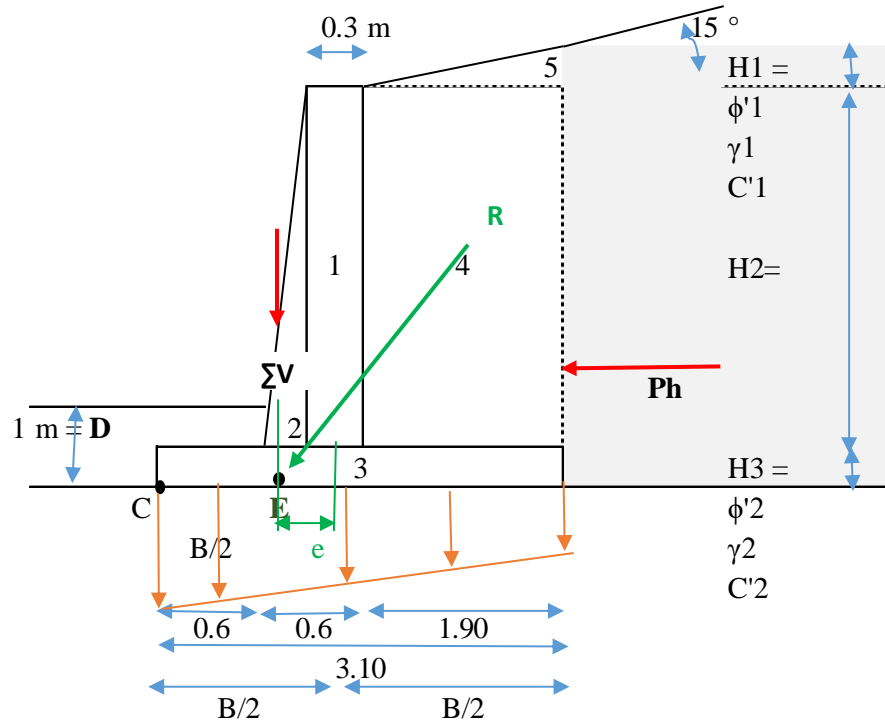


Figura N° 2.24 cálculo de la excentricidad

B	ΣMR	ΣMo	ΣV	e	
3.1	532.28	160.70	276.15	0.20	< 0.517

Tabla 2-12 Calculo de la excentricidad

Hallamos las capacidades máximas y mínimas

$$q_{max} = q_{pie} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad q_{min} = q_{talon} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

ΣV	B	e	qpie	qtalon
Kn/m	m		Kn/m2	Kn/m2
276.15	3.10	0.20	124.32	53.84

Tabla 2-13 cálculo de las qmax y qmin

Hallamos la capacidad ultima

$$q_u = c'_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d}$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

c'2	Nc	Fcd	Fci	q	Nq	Fqd	Fqi	γ_2	B'	N γ
Kn/m2				Kn/m2				kn/m3	m	
0	42.16	1.1	0.658	17.26	29.44	1.0974	0.6578	17.26	2.691	41.06

Luego para saber si el resultado es mayor que el establecido:

F γ_d	F γ_i	Qu	FS cap carga	
		Kn/m2		
1	0.2499	605.159	4.87	> 3

Tabla 2-14 Calculo de la q ultima y del factor de FS capacidad de carga

2.20.5. Estabilidad global

De acuerdo a la teoría la falla cortante por asentamiento profundo acontece en suelos débiles que están por debajo de un suelo con grava para ello se calcula la estabilidad global siempre y cuando el ángulo de talud de coronación sea menor a 10°

Es necesario utilizar un programa para los tanteos del factor de seguridad.

Para el caso particular no es necesario el cálculo.

2.21. Diseño estructural

El diseño estructural requiere de los mismos datos del estudio de suelos

DATOS:			
H=	4.6	M	
Ys =	1.726	Kg/m3	
Ym =	1.919	Kg/m3	
ϕ =	34	°	
f'c =	175	kg/cm2	
fy =	4200	kg/cm2	

$\sigma_t =$	605.159	kN/m ²	61.687971	kg/m ²
FSV =	2			
FSD =	1.5			
Ka =	0.3108			
Kp=	3.0024			
sen $\alpha =$	0.259			
cos $\alpha =$	0.966			
Ph=	84.44	kN/m	8.6075433	kg/m
qmax =	124.32	kN/m	12.672783	kg/m
qmin =	53.84	kN/m	5.4882773	kg/m

2.21.1. Diseño de acero

2.21.1.1. Dimensionamiento de la pantalla

Generalmente el espesor es mayor en la sección de contacto con la base que en el tope del muro pues los cortes y momentos se incrementan con la distancia medida desde el borde superior. Este máximo espesor podría ser del orden de 7 a 12 % de la altura total del muro. El espesor mínimo en la parte superior debería ser de 200 mm, y es preferible que llegue a 300 mm. En general se coloca doble malla de acero, y si se dejan los 50 mm de recubrimiento recomendables se ve que esos espesores no son excesivos.

Asumimos:

$t_1 = 0.3 \quad M$

$t_2 = 0.12 * H = 0.552 \quad M$

$t_2 = 0.6 \quad M$

2.21.1.2. Verificación por corte

La resistencia al esfuerzo de corte de las cargas actuantes, según el método de diseño por resistencia es:

V_{du}

$$Vdu = 1.7 \left\{ \frac{1}{2} * \gamma_s * Ka * \cos\alpha \right. = 7.224 \text{ Kg}$$

Donde:

Ka = presión activa

H = altura del muro

d = espesor menos recubrimiento (t2-5cm)

$$\frac{Vdu}{\phi} = 8.499 \text{ Kg}$$

La resistencia al esfuerzo de corte de la sección es:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 38.562 \text{ Kg}$$

Dónde: b = ancho del muro (1m)

Asumiendo que el área de acero se traslapa en la base

$$Vce = \frac{2}{3} Vc = 25.708 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, de acuerdo a la formula siguiente:

$$Vce > \frac{Vdu}{\phi}, \text{ es conforme}$$

2.21.1.3. Dimensionamiento de la zapata

$$H3 = t2 + 5 \text{ cm}$$

$$H3 = 60 \text{ cm}$$

$$H' (H2+H3) = 5.2 \text{ m}$$

Asumimos los valores

Usando las expresiones de los factores de seguridad de volcamiento y deslizamiento:

$$\frac{B1}{h} \geq FSD * \frac{Ka * \gamma_s * \cos\alpha}{2 * \gamma_m * f} = 0.338$$

$$B1 \geq 1.755 \text{ m}$$

$$B1 = 1.905 \text{ m}$$

$$B1 = 2.5 \text{ m}$$

Asumimos los valores

$$B2 (\text{min}) = H3 = 0.6 \text{ m}$$

2.21.1.4. Verificación de estabilidad

Factor de seguridad contra volcamiento: $3.3123 > 2$ conforme

Factor de seguridad contra deslizamiento: $1.67 > 1.5$ conforme

Factor de seguridad de capacidad de carga: $4.87 > 3$ conforme

2.21.1.5. Diseño de la pantalla (ACI -318.14)

El momento último, según el método de diseño por resistencia es:

M_u

$$M_u = 1.7 * k_a * \gamma_s * \cos\alpha * \left(\frac{H^3}{3}\right) = 25.3656 \text{ Kg-m}$$

$$M_u = 14.290 \text{ kg-m}$$

$$t_2 = 0.6 \text{ m}$$

$$d = 0.55 \text{ m}$$

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y * \phi} \quad \phi = 0.9 \quad \text{para diseño por flexión}$$

$$A_s = 0.764 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima para la sección estudiada según el reglamento ACI 318 es:

$$A_{smin} = \rho_{min} * b \quad \rho_{min} = 0.0018$$

$A_{smin} =$	9.9	cm ² /m	En la zona inferior de la pantalla donde d=55cm
$A_{smin} =$	4.5	cm ² /m	En la zona superior de la pantalla donde d=25cm

Usar:	5 ϕ5/8" @ 0.20m	En la zona inferior de la pantalla donde d=55cm
Usar:	3 ϕ5/8" @ 0.40m	En la zona superior de la pantalla donde d=25cm

Si el peralte de la pantalla varía linealmente, el momento resistente varía también linealmente. Por lo tanto, se puede trazar líneas de resistencia para determinar los puntos de corte:

$$\frac{M_{max}}{2} = 1.7 * k_a * \gamma_s * \cos\alpha * \frac{1}{2} * (H - hc)^2$$

hc = 0.94897758 m

La longitud de corte es: L_c

2.21.1.6. Refuerzo horizontal (ACI 318.14)

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

A_{st}

ρ_t:	0.002 $\phi \leq 5/8"$ $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$ 0.0025 otros casos
-----------------------------	---

Si $t_2 > 25 \text{ cm}$: usar refuerzo horizontal en dos capas

Sección superior: (4.6<H<3.07)					
Ast =	0.002*153*30 =	9.18	cm2/m		
1ra capa = 2/3*Ast =		6.12	cm2	Usar:	9ϕ3/8" @ 0.17m
2da capa = 1/3*Ast =		3.06	cm2	Usar:	5 ϕ3/8" @ 0.30m
Sección intermedia: (3.07<H<1.53)					
Ast =	0.002*153*45 =	13.77	cm2/m		

1ra capa = $2/3 * Ast =$	9.18	cm ²	Usar:	8φ1/2" @ 0.19m
2da capa = $1/3 * Ast =$	4.59	cm ²	Usar:	6 φ3/8" @ 0.25m
Sección inferior: (1.53<H<3.07)				
Ast =	$0.002 * 153 * 60 =$	18.36	cm ² /m	
1ra capa = $2/3 * Ast =$	12.24	cm ²	Usar:	10φ1/2" @ 0.15m
2da capa = $1/3 * Ast =$	6.12	cm ²	Usar:	9 φ3/8" @ 0.17m

Refuerzo de montaje

"S" Asmont = $= 36φ = 45.72$ cm Usar: φ3/8" @ 0.45m

2.21.1.7. Diseño de la cimentación (ACI -318.14)

$Ws = 7.940$ Kg/m

$Wpp = 1440$ Kg/m

Zapata anterior (parte superior)

Carga última considerando el peso del suelo y peso propio de la zapata:

$Wu = 1.7 * qmax - 0.9 = 1274.46$ Kg/m

Luego el momento último es:

$Mu = (H3)^2 = 114.70$ Kg/m

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

$As = \frac{Mu}{f_y * d} = 51.7$ cm

$As = 0.065$ cm²

El área de acero mínimo para la sección estudiada es:

$Asmin = 0.0018 * b$

$A_s \text{ min} = 9.306 \text{ cm}^2$ Utilizar acero mínimo

Usar: $5 \phi 5/8" @ 0.20\text{m}$

Zapata posterior (parte inferior)

Definición de cargas por semejanza de triángulos:

$$q's = (q_{max} - q_{min}) * B'$$

$$B' = 1.9 \text{ m}$$

$$B = 3.1 \text{ m}$$

$$q's = 4.403 \text{ Kg/m}$$

$$q_s = 9.892 \text{ Kg/m}$$

El momento último en la zona posterior se detalla:

$$W_u = 1.4 * (W_s)$$

$$W_u = 2027.11544 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = W_u * B' * \frac{B'}{2} - 1.4 * q_{min} * B' * \frac{B'}{2} - 1.4 * q's * \frac{B'}{2}$$

$$M_u = 3641.365 \text{ Kg-m}$$

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y * d} \quad A_s = 2.070 \text{ cm}^2 \text{ utilizar acero mínimo}$$

Usar: $5 \phi 5/8" @ 0.20\text{m}$

Refuerzo transversal

$$A_{stemp} = 0.0018 * b$$

$$A_s \text{ temp} = 10.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: $6 \phi 5/8" @ 0.17\text{m}$

$$"S" A_s \text{ montaje} = 36 \phi = 62.01 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 5/8'' @ 0.60m$

2.21.2. Planos

Los planos se encuentran en los anexos.

2.22. Procedimiento de cálculo

De acuerdo a lo establecido en la FHWA NHI-10-024, el procedimiento para realizar un diseño de un muro de suelo reforzado mediante elementos de refuerzo de longitud uniforme es el siguiente:

- a. Definir la Geometría del muro:
 - Definir la altura del muro H .
 - Definir el ancho mínimo de la base y el refuerzo ($0.70H$).
 - Definir ángulo de inclinación de un talud en coronación α
 - Definir la geometría del muro de acuerdo al predimensionamiento
 - Cualquier otro aspecto singular del problema.
 - b. Establecer las Propiedades del Suelo:
 - Parámetros geotécnicos del suelo de relleno reforzado ($\gamma'1, \phi'1, c'1$)
 - Parámetros geotécnicos del suelo de fundación ($\gamma'2, \phi'2, c'2$)Siendo:
 - c. Definir las acciones permanentes y variables:
 - En las permanentes, puede incluirse: peso de edificación cercana al muro, peso del muro propiamente dicho.
 - En las variables, puede incluirse: Toda aquella carga viva superior a 10 kN/m que ocupe una gran extensión en área. Por ejemplo: una sobrecarga de tráfico que típicamente es de 12 kPa.
 - d. Evaluar la estabilidad externa del muro.
- Realizar el análisis principalmente por el estado límite de Resistencia I, ya que suele ser el que condiciona el dimensionamiento del muro. Bajo este estado límite deben revisarse. Deslizamiento, excentricidad en la base, capacidad portante, estabilidad global de la estructura.
- e. Evaluar la estabilidad interna del muro.
 - f. realizar el diseño estructural del muro.

- g. Examinar la geometría y los elementos de refuerzo. (Estabilidad Global)
si fuera el caso.

CAPITULO III

3. MATERIALES Y METODOS

3.1. Ubicación

Para el presente trabajo se tomó como lugar de muestra la colina del cerro Llallahuani, la cual es colindante con los predios de la universidad nacional del altiplano, por ser un reflejo de la media de las colinas circundantes de la ciudad de puno con las que rodean la Universidad Nacional Del Altiplano de la provincia y departamento de puno. Los análisis de laboratorio fueron realizados en el laboratorio de suelos de la facultad de ingeniería civil arquitectura y físico matemáticas; carrera profesional de ingeniería civil de la provincia y el departamento de puno con coordenadas geográficas 15°49'23" latitud sur, 72°00'59" longitud oeste a una altitud de 3853 m.s.n.m.(SENAMI.2011)

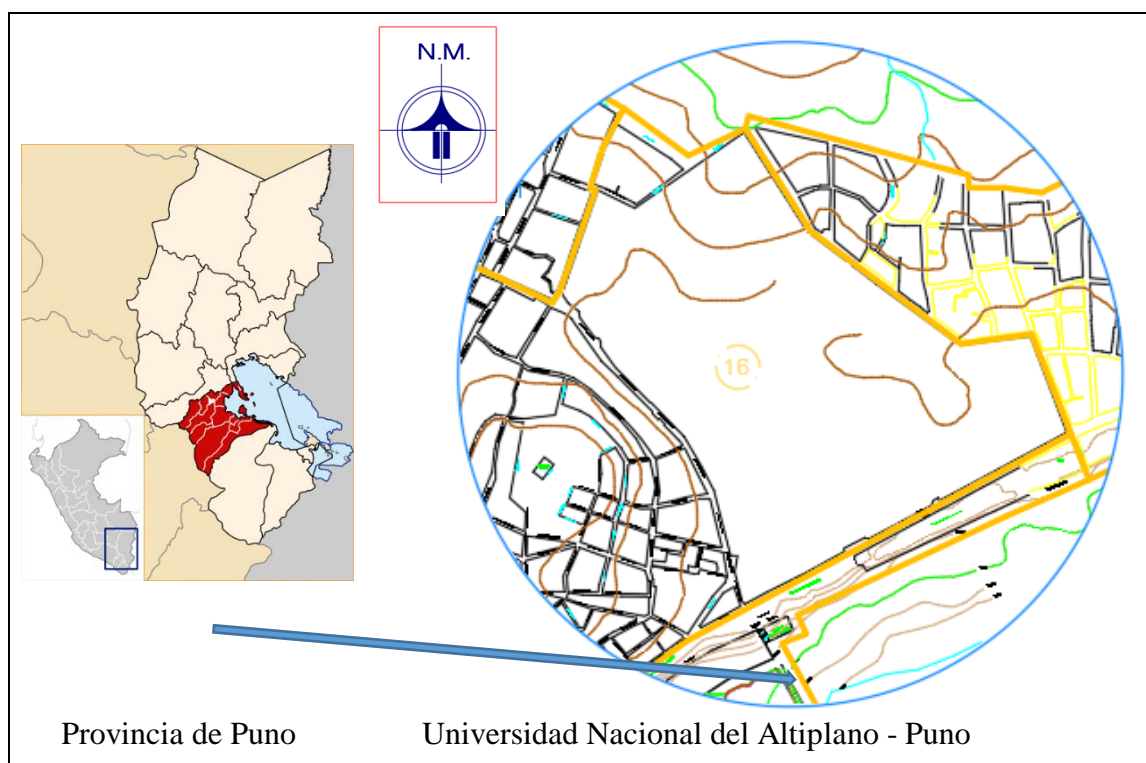


Figura N° 3.1 Puno mapa político

3.2. Materiales y equipos

3.2.1. Material y equipo de campo de topografía

En este proceso de recolección de datos topográficos se utilizó instrumentos electrónicos como:

- 01 Estación total TOPCON 3005 LW.
- 01 Prisma.
- 02 Jalones.
- 01 Wincha de 50.00m.
- 01 Libreta de topografía
- 01 lápiz
- 01 GPS (sistema de posicionamiento global)
- Estacas
- 01 pote de pintura
- 01 pincel
- 01 flexómetro

3.2.2. Material y equipo de laboratorio de mecánica de suelos

- Equipo y materiales para análisis de clasificación del suelo
- Cuchara de Casagrande

- Acanalador o ranurador con calibrador
- Espátula de 3" ó 4"
- Superficie esmerilada
- Horno de secado termostáticamente controlado
- Balanza de 0.01 g. para muestra menor a 200g
- Balanza de 0.1 g para más de 200g
- Recipientes de vidrio con medida.
- Recipientes de aluminio
- Parafina
- Tamices de malla cuadrada de 75mm (3") 50.8 mm (2"), 38,1 mm (1½"), 25.4mm (1"), 19,0mm (¾"), 9,5mm (3/8"), 4.76mm (N°4), 2mm (N°10), 0.84mm (N°20), 0.425mm (N°40), 0.26mm (N°60), 0.149mm(N°100), 0.075mm(N°200).
- Insumos varios (agua destilada)

3.3. Metodología

3.3.1. Tipo de investigación y diseño metodológico

Es una investigación descriptiva comparativa, que tiene como objetivo determinar las características y establecer relaciones entre los dos tipos de diseños de muro de contención, busca identificar las propiedades y/o características de los mismos, para establecer criterios de evaluación para determinar la posibilidad de la construcción de un muro de suelo reforzado con la técnica de tierra armada por tener mejores ventajas especialmente económicas en su diseño y ejecución.

De acuerdo con los lugares e identificación de las características de los suelos respectivos, al mismo tiempo el uso de los materiales, que en este caso pueden ser reutilizables en el diseño del muro de tierra armada, lo que finalmente nos debe dar, identificación de los costos reales de su valoración para la posibilidad de su ejecución, determinando exactamente las variables a tomar en cuenta. Se realizaron los estudios preliminares para la elaboración de la estructura posible de las mismas, teniendo como indicadores los que sean determinantes para su valoración y su posibilidad de financiamiento y construcción.

3.4. Estudio topográfico

3.4.1. Reconocimiento del terreno

Para la presente tesis se realizó el reconocimiento del terreno, teniendo como material de ayuda la Carta Nacional elaborado por el Instituto Geográfico Nacional a escala 1/100 000 Hoja 32v Puno.

La información recopilada nos permitió situar los posibles vértices de La poligonal de apoyo, Realizar una planeación preliminar para efectuar el levantamiento topográfico de la zona a estudiar.

Se realizó un reconocimiento de toda el área del proyecto, ubicando los posibles vértices de la poligonal, el mismo que se realizó con la ayuda de un GPS y se ubicaron siete puntos E1, E2, E3, E4, E5, E6, E7. Para la ubicación de los vértices se tuvo en cuenta la visibilidad que debe existir entre los vértices.

Definida los vértices de la poligonal de apoyo, se procedió a monumentar los puntos denominados E1, E2, E3, E4, E5, E6, E7, que fueron señalizados en el terreno con marcas en el pavimento y marcas con pintura y estacas de fierro corrugado de ½”, fijado con concreto, marcándosele en el extremo visible con pintura. Como puntos auxiliares para este levantamiento también se fijó estacas que nos permitió realizar un levantamiento detallado.

3.4.2. Trabajo de campo

Análisis estadístico El levantamiento topográfico se realizó considerando como puntos base, los vértices de la poligonal de apoyo, desde los cuales se realizó un levantamiento por radiación de los puntos visibles de cada vértice, los puntos faltantes se levantaron a partir de las estaciones auxiliares.

Para iniciar con el levantamiento topográfico se tomaron datos de la estación EB1, los mismos que fueron realizados con un GPS obteniéndose los datos que se aprecia el cuadro.

COORDENADAS	ESTE	NORTE	AZIMUT	COTA
INICIO	391174.991	8250411.000	273°43'14''	M.S.N.M. 3,850

Tabla 3-1 Coordenadas de inicio

3.4.3. Trabajo de gabinete

Son todos los cálculos matemáticos que se realizan con la finalidad de elaborar los planos topográficos.

En un levantamiento topográfico con estación total, los datos que se recolectan son coordenadas, por tanto, se debe hacer una compensación de los mismos para lo cual aplicaremos la teoría de errores teniendo en cuenta los siguientes conceptos.

- **Error Probable:** Cuando se ejecuta una serie de observaciones de una misma cantidad, se obtiene valores diferentes entre ellos, para poder determinar el error probable se usa la siguiente formula:

$$E = \pm \sqrt{\frac{\sum V^2}{n - 1}} \quad (3.1)$$

Donde:

E = Error probable

V = sumatoria de los cuadrados de las desviaciones.

n = número de observaciones para $2 \leq n \leq 30$

- **Peso:** Se refiere al grado de precisión o peso de las observaciones que se toma en condiciones diferentes, el cual se asigna de acuerdo al error probable de cada observación, la forma de aplicación es la siguiente:

$$P1 * E1^2 = P2 * E2^2 = P3 * E3^2 \quad (3.2)$$

Donde:

P1, P2, = Peso de cada observación.

E1, E2, = Error probable de cada observación.

- **Valor más probable:** Es la expresión matemática que designa el valor calculado que, según la teoría de mínimos cuadrados, tiene mayor probabilidad que ningún otro de representar el verdadero valor de la cantidad que se trate, se le conoce como media ponderada

Con los conceptos anteriormente descritos se obtiene el valor más probable con la aplicación de la siguiente formula:

$$VMP = \bar{X} = \frac{\sum Pn * Xn}{\sum En} \quad (3.3)$$

Donde:

VMP= Valor más Probable.

Pi = Peso asignado de la observación.

Xi = Promedio aritmético de la observación i:

Ei = Error probable de la observación i.

En función a estos conceptos planteados se determinan los valores más probables de cada vértice, que en este caso son los definitivos, por lo tanto, nos permite calcular los demás datos como: distancia entre vértices, ángulos interiores, azimut y rumbos. El proceso de cálculo se muestra en los cuadros siguientes del 3-2 al 3-7.

VERTICE	ANGULO MEDIDO	DISTANCIA HORIZONTAL	ANG. HORL.			ANG. HORL.
			G	M	S	DECIMALES
E - 1	E - 7 a E - 2	50.73	20	39	9	20.652500
E - 2	E - 1 a E - 3	30.17	158	17	59	158.299722
E - 3	E - 2 a E - 4	58.47	177	26	15	177.437500
E - 4	E - 3 a E - 5	75.74	175	48	38	175.810556
E - 5	E - 4 a E - 6	44.93	63	53	18	63.888333
E - 6	E - 5 a E - 7	122.36	107	49	31	107.825278
E - 7	E - 6 a E - 1	68.39	196	5	9	196.085833
SUMATORIA TOTAL =			896	237	179	899.999722222222

Tabla 3-2 Vértices y ángulos horizontales

VERTICE	ANGULO MEDIDO	DISTANCIA HORIZONTAL	ERROR	ANG. HORL. COR.	ANG. HORL.		
			ANGULOS	DECIMALES	G	M	S
E - 1	E - 7 a E - 2	50.73	-3.96825E-05	20.6525397	20	39	9.14
E - 2	E - 1 a E - 3	30.17	-3.96825E-05	158.2997619	158	17	59.1
E - 3	E - 2 a E - 4	58.47	-3.96825E-05	177.4375397	177	26	15.1
E - 4	E - 3 a E - 5	75.74	-3.96825E-05	175.8105952	175	48	38.1
E - 5	E - 4 a E - 6	44.93	-3.96825E-05	63.8883730	63	53	18.14
E - 6	E - 5 a E - 7	122.36	-3.96825E-05	107.8253175	107	49	31.1
E - 7	E - 6 a E - 1	68.39	-3.96825E-05	196.0858730	196	5	9.14
SUMATORIA TOTAL =			-0.000277778	900.000000	896	237	180

Tabla 3-3 Vértices y errores de los ángulos

VERTICE	ANGULO MEDIDO	DISTANCIA HORIZONTAL	AZIMUT	SENO	COSENO
			273.7205556		
E - 1	E - 7 a E - 2	50.73	114.3730953	-50.62308157	3.29188589
E - 2	E - 1 a E - 3	30.17	92.6728572	27.48117551	-12.45045752
E - 3	E - 2 a E - 4	58.47	90.1103969	58.40638924	-2.72664554
E - 4	E - 3 a E - 5	75.74	85.9209921	75.73985941	-0.14593490
E - 5	E - 4 a E - 6	44.93	-30.1906349	44.81618833	3.19596057
E - 6	E - 5 a E - 7	122.36	-102.3653174	-61.53223434	105.76272376
E - 7	E - 6 a E - 1	68.39	-86.2794444	-66.80349453	-14.64531387
SUMATORIA TOTAL =				27.48480205	82.28221840

Tabla 3-4 Vértices y sus ángulos en los ejes para corrección

VERTICE	ANGULO MEDIDO	DISTANCIA HORIZONTAL	COORDENADAS PARCIALES	
			ESTE	NORTE
E - 1	E - 7 a E - 2	50.73	391174.991	8250411.000
E - 2	E - 1 a E - 3	30.17	391124.368	8250414.292
E - 3	E - 2 a E - 4	58.47	391151.849	8250401.841
E - 4	E - 3 a E - 5	75.74	391210.255	8250399.115
E - 5	E - 4 a E - 6	44.93	391285.995	8250398.969
E - 6	E - 5 a E - 7	122.36	391330.812	8250402.165
E - 7	E - 6 a E - 1	68.39	391269.279	8250507.928
			391202.476	8250493.282

Tabla 3-5 Vértices con las coordenadas parciales

VERTICE	ANGULO MEDIDO	DISTANCIA HORIZONTAL	PARA CORREGIR		CORRECCIONES	
			SENO	COSENO	SENO	COSENO
E - 1	E - 7 a E - 2	50.73	3.92640029	11.7546026	-54.5494819	-8.46271674
E - 2	E - 1 a E - 3	30.17	3.92640029	11.7546026	23.55477522	-24.20506015
E - 3	E - 2 a E - 4	58.47	3.92640029	11.7546026	54.47998895	-14.48124817
E - 4	E - 3 a E - 5	75.74	3.92640029	11.7546026	71.81345911	-11.90053753
E - 5	E - 4 a E - 6	44.93	3.92640029	11.7546026	40.88978803	-8.55864206
E - 6	E - 5 a E - 7	122.36	3.92640029	11.7546026	-65.4586346	94.00812113
E - 7	E - 6 a E - 1	68.39	3.92640029	11.7546026	-70.7298948	-26.39991649
					0	0
SUMATORIA TOTAL =					0	0

Tabla 3-6 Vértices con correcciones de sus ángulos

Se presenta a los vértices de la poligonal cerrada con sus distancias y coordenadas corregidas.

VERTICE	ANGULO MEDIDO	DISTANCIA HORIZONTAL	COORDENADAS CORREGIDAS	
			ESTE	NORTE
E - 1	E - 7 a E - 2	50.73	391174.991	8250411.000
E - 2	E - 1 a E - 3	30.17	391120.442	8250402.537
E - 3	E - 2 a E - 4	58.47	391143.996	8250378.332
E - 4	E - 3 a E - 5	75.74	391198.476	8250363.851
E - 5	E - 4 a E - 6	44.93	391270.290	8250351.950
E - 6	E - 5 a E - 7	122.36	391311.180	8250343.392
E - 7	E - 6 a E - 1	68.39	391245.721	8250437.400
			391174.991	8250411.000
SUMATORIA TOTAL =				

Tabla 3-7 Vértices distancia y coordenadas corregidas

3.5. Estudio Geotécnico.

Para estudiar y definir la cimentación de los muros de contención, es recomendable realizar los reconocimientos geotécnicos según perfiles transversales al muro. En esos perfiles, se debe explorar el terreno por delante, debajo y detrás del muro para poder preparar las secciones de verificación adecuadamente.

Es conveniente investigar el perfil correspondiente a la mayor altura de muro y otros perfiles representativos. El número de perfiles a reconocer en detalle será, como mínimo, tres si el muro es de menos de 50 m de longitud y debe incrementarse en un perfil más por cada 20 m de longitud adicionales. La heterogeneidad del terreno y las

dificultades previstas en la cimentación pueden requerir la intensificación de estos reconocimientos mínimos

El reconocimiento geotécnico del cimiento de los mismos debe realizarse con ayuda de la cartografía geológica, en primera instancia, y después mediante un reconocimiento de detalle de la zona de apoyo. Este último reconocimiento debe explorar el cimiento hasta una profundidad igual o superior a la altura prevista en el muro, salvo que a menor profundidad se compruebe la existencia de roca sana.

3.5.1. Exploración y muestreo de suelos.

En el caso de la presente investigación, para el diseño de los muros objeto de estudio, se realizaron 01 Calicata a cielo abierto a diferentes profundidades tales como se muestra en el gráfico de perfiles estratigráficos; se tomó muestra inalterada de la zona rocosa para su análisis en el laboratorio.

De la variación y características de los estratos del perfil de cada pozo se tomaron muestras alteradas e inalteradas de acuerdo al interés propio de cada muestra. Luego fueron transportados al laboratorio para ser sometidos a diversos ensayos.

En cada Calicata se realizó in situ, la descripción de cada estrato del perfil estratigráfico, en función a su color, olor, compacidad presencia de agua, forma de partícula, granulometría aproximada y potencia de cada estrato.

La descripción de cada Columna estratigráfica nos permite observar más objetivamente la variación de los tipos del suelo en cada caso.

Calicata N^o 01.-En el lugar donde inicia el proyecto motivo del análisis está ubicada al costado de la facultad de contabilidad, con una profundidad de 1.10 m.

Estrato 01: comprende de 0m a 0.30 m pertenece a la familia de SM

Estrato 02: comprende de 0.30m a 1.7m, pertenece al SP -SM

Calicata N^o 02.-Ubicado en el lugar donde cambia el tipo de suelo obteniendo muestra en estado inalterado para ensayo de compresión simple en roca.

3.5.2. Ensayos de laboratorio.

En el laboratorio de mecánica de suelos, de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano. Se realizaron los ensayos que se indican:

- Análisis granulométrico
- Contenido de humedad
- Límites de consistencia
- Ensayo de densidad
- Ensayo de compresión uniaxial en muestra inalterada

Para clasificar al suelo de estudio se ha realizado los ensayos respectivos tomándose muestras que se muestran en la figura N° 3.3 a decir contenido de humedad, muestra para análisis granulométrico y muestra tamizada por la malla N° 40 para los límites de consistencia. De ambos estratos de la calicata C-01 de estudio

3.5.3. Clasificación del suelo

Calicata 01: Estrato 01 AASHTO - A1b (0) SUCS - SM
 Estrato 02 AASHTO - A1b (0) SUCS - SP-SM

Calicata 02: Estrato único Roca

3.5.4. Cálculo de cohesión y Ángulo de fricción

De acuerdo con tablas se ha determinado

ÁNGULO DE FRICCIÓN FI, EN SUELO SECO A HÚMEDO

Material	Suelto	Denso
Arena. Granos redondos y uniformes	27,5°	34°
Arena. Granos angulares y bien gradada	33°	45°
Cascajo arenoso	35°	50°
Arena limosa	27 – 33°	30 – 34°
Limo inorgánico	27 - 30°	30 – 35°
Valores estimados con Presión efectiva < 5 kg/cm ² - Fuente: Terzaghi y Peck 1980.		

POR LO TANTO: $\phi = 34^\circ$ Y $C = 0$

CAPITULO IV

4. PROYECTO DE MURO DE CONCRETOARMADO

Al diseñar muros de contención, el especialista debe suponer algunas de sus dimensiones. En el dimensionamiento esas suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar. La parte superior del cuerpo de cualquier muro de contención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m para colocar de manera apropiada el concreto. La profundidad, hasta el fondo de la losa base debe tener un mínimo de 0.6 m. Sin embargo, el fondo de la losa de base se debe colocar debajo de la línea de congelamiento estacional.

Se debe tomar en cuenta las cargas de diseño, estabilidad externa como son de volteo y por capacidad portante y por sismo, se debe verificar la estabilidad interna por corte y estabilidad global para proceder al cálculo.

4.1. Pre dimensionamiento

En el dimensionamiento esas suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar. Se muestran las proporciones generales de varios componentes de muros de contención que se pueden utilizar en revisiones iniciales.

Observe que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de contención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m para colocar de manera apropiada el concreto. La profundidad, D , hasta el fondo de la losa base debe tener un mínimo de 0.6 m. Sin

embargo, el fondo de la losa de base se debe colocar debajo de la línea de congelamiento estacional.

Para muros en voladizo, la proporción general del cuerpo y la losa de base es como se muestra en la figura N° 4.1, no obstante, las losas pueden ser de aproximadamente 0.3 m de espesor y a $0.7H$.

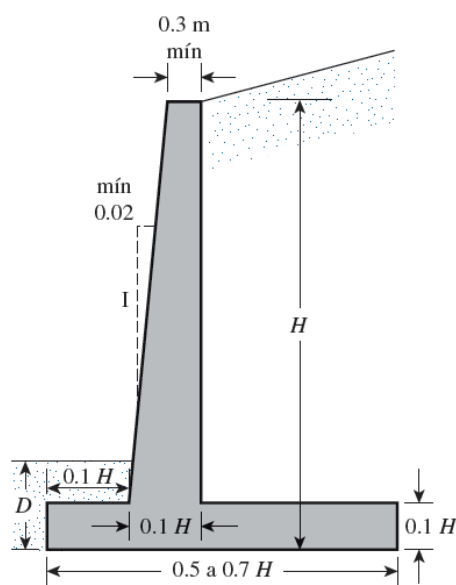


Figura N° 4.1.- Dimensiones aproximadas en muro de concreto

4.2. Diseño geotécnico

4.2.1. Cargas de diseño

4.2.1.1. Tipo de cargas

Cargas permanentes:

- Peso propio de la estructura,
- Componente horizontal de la presión de tierra
- Sobrecargas como peso muerto y cargas estructurales

Cargas transitorias

Carga sísmica

4.2.2. Esfuerzos

4.2.2.1. El coeficiente de empuje K_p Y K_a

Para encontrar la presión activa del muro P_a y P_p , es necesario tener los siguientes datos

α'	Φ'	C'	γ' Kn/m ³	H m
15°	34°	0	17.26	5.709

Tabla 4-1 Valores preliminares del estudio de suelos

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} = 0.3108$$

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_1 * H^2 = 87.42 \text{Kn/m}$$

$$K_p = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} = 3.0024$$

El valor de Pp lo resolveremos más adelante

4.2.2.2. Presiones del suelo o acciones externas

En el caso particular no existen acciones externas

4.2.3. Calculo de acciones externas

Para este muro las fuerzas externa Q no son ejercidas en el muro propiamente dicho por ello no hay presiones laterales de tierra debido a sobrecargas.

4.2.4. Estabilidad

4.2.4.1. Estabilidad Interna

En un muro de concreto armado no se realiza la estabilidad interna

4.2.4.2. Estabilidad Externa

4.2.4.2.1. Estabilidad al volteo

Para ello es necesario determinar el momento resistente

SECCION	B M	H m	AREA m ²	γ Kn/m ³	PESO /LONG UNIT Kn/m	BRAZO MOMENTO PTO C m	MOMENTO Kn-m/m
1	0.30	4.60	1.38	24.00	33.12	1.050	34.78
2	0.30	4.60	0.69	24.00	16.56	0.800	13.25
3	3.10	0.60	1.86	24.00	44.64	1.550	69.19

4	1.90	4.60	8.74	17.26	150.85	2.150	324.33
5	1.90	0.51	0.48	17.26	8.35	2.467	20.59
Pv					22.63	B= 3.1	70.14
ΣV					276.15	ΣMR	532.28

Tabla 4-2 Cálculo del momento resistente

Posteriormente hallamos el momento de volteo o volcamiento

$$\sum M_o$$

Ph	H'/3	ΣMo	
84.44	1.90303	160.70	kn-m/m

Tabla 4-3 Momento de volcamiento

$$\sum M_v$$

Pv	B	ΣMv	
22.63	3.1	70.14	kn-m/m

Ahora hallamos el FS volcamiento que es mayor a 2 por lo tanto cumple

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_R + \sum M_V}$$

ΣMR	ΣMv	ΣMo	FSv	
532.28	70.14	160.70	3.7487	> 2

Tabla 4-4 cálculo del FS volteo

4.2.4.2.2. Estabilidad al deslizamiento

$$\text{El FS deslizamiento} = \frac{(\sum v) * \tan(K_1 * \phi'_2) + B * K_2 * c'_2 + P_p}{Pa * \cos \alpha}$$

Asumimos que la distancia del punto de aplicación es $k_1 = K_2 = 2/3 = 0.667$

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

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

ϕ' °	K_p	D m	γ Kn/m ³	c' kn/m ²	Pp kn/m
34.00	3.00	1.00	17.26	0.00	25.91

Tabla 4-5 Cálculo de la

$\sum V$ Kn/m	K1	ϕ' °	B m	K2	c' kn/m ²	Pp kn/m ²	$P_a \cdot \cos \alpha^\circ$ Kn/m	Fsd
276.15	0.67	34	3.1	0.6667	0	25.91	84.44	1.67

> 1.5

Tabla 4-6 cálculo del factor de seguridad al deslizamiento

4.2.4.2.3. Estabilidad a la capacidad portante de carga

Para poder hallar el FS capacidad portante es preciso determinar la excentricidad

$$M_{neto} = \sum M_R \qquad \vec{CE} = \frac{\vec{X}}{M_{neto}} \qquad e = \frac{B}{6}$$

Reemplazando las ecuaciones

$$e = \frac{B}{6} \left(\frac{\sum M_R}{\sum M_o} - 1 \right) \qquad e < \frac{B}{6}$$

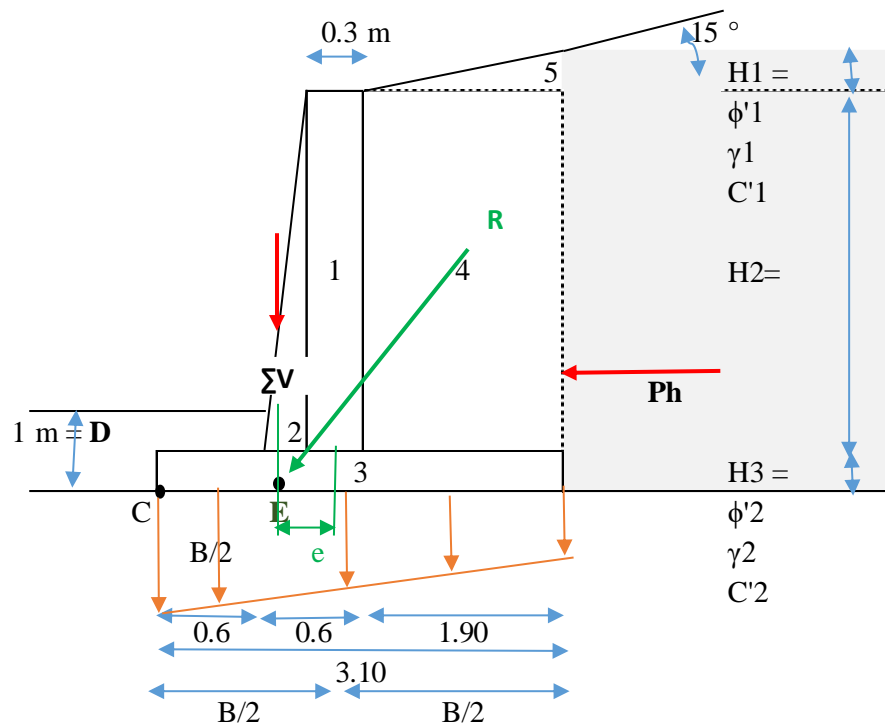


Figura N° 4.2 cálculo de la excentricidad

B	ΣMR	ΣMo	ΣV	e	
3.1	532.28	160.70	276.15	0.20	< 0.517

Tabla 4-7 Calculo de la excentricidad

Hallamos las capacidades máximas y mínimas

$$q_{max} = q_{pie} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad q_{min} = q_{talon} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

ΣV	B	e	qpie	qtalon
Kn/m	m		Kn/m ²	Kn/m ²
276.15	3.10	0.20	124.32	53.84

Tabla 4-8 cálculo de las qmax y qmin

Hallamos la capacidad ultima

$$q_u = c'_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d}$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

c'2	Nc	Fcd	Fci	q	Nq	Fqd	Fqi	γ_2	B'	N_γ
Kn/m2				Kn/m2				kn/m3	m	
0	42.16	1.1	0.658	17.26	29.44	1.0974	0.6578	17.26	2.691	41.06

Luego para saber si el resultado es mayor que el establecido:

F _{γd}	F _{γi}	Q _u	FS cap carga
		Kn/m2	
1	0.2499	605.159	4.87

> 3

Tabla 4-9 Calculo de la q ultima y del factor de FS capacidad de carga

4.2.4.3. Estabilidad global

De acuerdo con la teoría la falla cortante por asentamiento profundo acontece en suelos débiles que están por debajo de un suelo con grava para ello se calcula la estabilidad global siempre y cuando el ángulo de talud de coronación sea menor a 10°

Es necesario utilizar un programa para los tanteos del factor de seguridad.

Para el caso particular no es necesario el cálculo.

4.3. Diseño estructural

El diseño estructural requiere de los mismos datos del estudio de suelos

DATOS:

H=	4.6	m	
Y _s =	1.726	Kg/m3	
Y _m =	1.919	Kg/m3	
φ =	34	°	
f'c =	175	kg/cm2	
f _y =	4200	kg/cm2	
σ _t =	605.159	kN/m2	61.687971 kg/m2

FSV =	2		
FSD =	1.5		
Ka =	0.3108		
Kp=	3.0024		
sen α =	0.259		
cos α =	0.966		
Ph=	84.44	kN/m	8.6075433 kg/m
qmax =	124.32	kN/m	12.672783 kg/m
qmin =	53.84	kN/m	5.4882773 kg/m

4.3.1. Diseño de acero

4.3.1.1. Dimensionamiento de la pantalla

Generalmente el espesor es mayor en la sección de contacto con la base que en el tope del muro pues los cortes y momentos se incrementan con la distancia medida desde el borde superior. Este máximo espesor podría ser del orden de 7 a 12 % de la altura total del muro. El espesor mínimo en la parte superior debería ser de 200 mm, y es preferible que llegue a 300 mm. En general se coloca doble malla de acero, y si se dejan los 50 mm de recubrimiento recomendables se ve que esos espesores no son excesivos.

Asumimos:

t1 =	0.3	M
t2=0.12*H=	0.552	M
t2=	0.6	M

4.3.1.2. Verificación por corte

La resistencia al esfuerzo de corte de las cargas actuantes, según el método de diseño por resistencia es:

$$Vdu$$

$$Vdu = 1.7 \left\{ \frac{1}{2} * \gamma s * Ka * \cos\alpha \right. = 7.224 \text{ Kg}$$

Donde:

Ka = presión activa

H = altura del muro

d = espesor menos recubrimiento (t2-5cm)

$$\frac{Vdu}{\phi} = 8.499 \text{ Kg}$$

La resistencia al esfuerzo de corte de la sección es:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 38.562 \text{ Kg}$$

Dónde: b = ancho del muro (1m)

Asumiendo que el área de acero se traslapa en la base

$$Vce = \frac{2}{3} Vc = 25.708 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, de acuerdo a la formula siguiente:

$$Vce > \frac{Vdu}{\phi}, \text{ es conforme}$$

4.3.1.3. Dimensionamiento de la zapata

$$H3 = t2 + 5\text{cm}$$

$$H3 = 60 \text{ cm}$$

$$H' (H2+H3) = 5.2 \text{ m}$$

Asumimos los valores

Usando las expresiones de los factores de seguridad de volcamiento y deslizamiento:

$$\frac{B1}{h} \geq FSD * \frac{Ka*\gamma s*\cos\alpha}{2*\gamma m*f} = 0.338$$

$$B1 \geq 1.755 \text{ m}$$

$$B1 = 1.905 \text{ m}$$

$$B1 = 2.5 \text{ m}$$

Asumimos los valores

$$B2 (\text{min}) = H3 = 0.6 \text{ m}$$

4.3.1.4. Verificación de estabilidad

Factor de seguridad contra volcamiento: $3.3123 > 2$ conforme

Factor de seguridad contra deslizamiento: $1.67 > 1.5$ conforme

Factor de seguridad de capacidad de carga: $4.87 > 3$ conforme

4.3.1.5. Diseño de la pantalla (ACI -318.14)

El momento último, según el método de diseño por resistencia es:

Mu

$$Mu = 1.7 * ka * \gamma s * \cos\alpha * \left(\frac{H^3}{6}\right) = 25.3656 \text{ Kg-m}$$

$$Mu = 14.290 \text{ kg-m}$$

$$t2 = 0.6 \text{ m}$$

$$d = 0.55 \text{ m}$$

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

$$As = \frac{Mu}{\phi * f_y * d} \quad \phi = 0.9 \quad \text{para diseño por flexión}$$

$$As = 0.764 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima para la sección estudiada según el reglamento ACI 318 es:

$$Asmin = \rho_{min} * b * d \quad \rho_{min} = 0.0018$$

En la zona inferior de la pantalla donde

$$Asmin = 9.9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad d=55\text{cm}$$

Asmin = 4.5 cm²/m En la zona superior de la pantalla donde d=25cm

Usar: 5 φ5/8" @ 0.20m En la zona inferior de la pantalla donde d=55cm

Usar: 3 φ5/8" @ 0.40m En la zona superior de la pantalla donde d=25cm

Si el peralte de la pantalla varía linealmente, el momento resistente varía también linealmente. Por lo tanto, se puede trazar líneas de resistencia para determinar los puntos de corte:

$$\frac{M_{max}}{2} = 1.7 * k_a * \gamma_s * \cos\alpha * \frac{1}{2} * (H - hc)^2$$

hc = 0.94897758 m

La longitud de corte es: Lc

4.3.1.6. Refuerzo horizontal (ACI 318.14)

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

Ast

pt:	0.002 φ ≤ 5/8"
	fy ≥ 4200 Kg/cm ²
	0.0025 otros casos

Si t2 > 25 cm: usar refuerzo horizontal en dos capas

Sección superior: (4.6 < H < 3.07)

Ast = 0.002 * 153 * 30 = 9.18 cm²/m

1ra capa = 2/3 * Ast = 6.12 cm² Usar: 9 φ3/8" @ 0.17m

2da capa = 1/3 * Ast = 3.06 cm² Usar: 5 φ3/8" @ 0.30m

Sección intermedia: (3.07<H<1.53)

Ast =	0.002*153*45 =	13.77	cm2/m		
1ra capa = 2/3*Ast =		9.18	cm2	Usar:	8φ1/2" @ 0.19m
2da capa = 1/3*Ast =		4.59	cm2	Usar:	6 φ3/8" @ 0.25m

Sección inferior: (1.53<H<3.07)

Ast =	0.002*153*60 =	18.36	cm2/m		
1ra capa = 2/3*Ast =		12.24	cm2	Usar:	10φ1/2" @ 0.15m
2da capa = 1/3*Ast =		6.12	cm2	Usar:	9 φ3/8" @ 0.17m

Refuerzo de montaje

"S" Asmont = $36\phi = 45.72$ cm Usar: $\phi 3/8"$ @ 0.45m

4.3.1.7. **Diseño de la cimentación (ACI -318.14)**

$W_s = 7.940$ Kg/m

$W_{pp} = 1440$ Kg/m

Zapata anterior (parte superior)

Carga última considerando el peso del suelo y peso propio de la zapata:

$W_u = 1.7 * q_{max} - 0.9 = 1274.46$ Kg/m

Luego el momento último es:

$M_u = 114.70$ Kg/m

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

$A_s = 51.7$ cm

$$A_s = 0.065 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo para la sección estudiada es:

$$A_{smin} = 0.0018 * b$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.306 \text{ cm}^2 \quad \text{Utilizar acero mínimo}$$

Usar: 5 ϕ 5/8" @ 0.20m

Zapata posterior (parte inferior)

Definición de cargas por semejanza de triángulos:

$$q's$$

$$(q_{max} - q_{min}) * B'$$

$$B' = 1.9 \text{ m}$$

$$B = 3.1 \text{ m}$$

$$q's = 4.403 \text{ Kg/m}$$

$$q_s = 9.892 \text{ Kg/m}$$

El momento último en la zona posterior se detalla:

$$W_u = 1.4 * (W_s$$

$$W_u = 2027.11544 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = W_u * B' * \frac{B'}{2} - 1.4 * q_{min} * B' * \frac{B'}{2} - 1.4 * q's * \frac{B'}{2}$$

$$M_u = 3641.365 \text{ Kg-m}$$

El área de acero requerida para la sección estudiada es:

$$A_s = \frac{M_u}{\dots} \quad A_s = 2.070 \text{ cm}^2 \quad \text{utilizar acero mínimo}$$

Usar: 5 ϕ 5/8" @ 0.20m

Refuerzo transversal

$$A_{stemp} = 0.0018 * b$$

As temp = 10.8 cm²/m

Usar: 6 ϕ 5/8" @ 0.17m

"S" As montaje = $= 36\phi = 62.01$ cm

Usar: ϕ 5/8" @ 0.60m

4.3.2. Planos

Los planos se encuentran en los anexos.

4.3.3. Procedimiento de cálculo

De acuerdo con lo establecido en la FHWA NHI-10-024, el procedimiento para realizar un diseño de un muro de suelo reforzado mediante elementos de refuerzo de longitud uniforme es el siguiente:

- a. Definir la Geometría del muro:
 - Definir la altura del muro H.
 - Definir el ancho mínimo de la base y el refuerzo (0.70H).
 - Definir ángulo de inclinación de un talud en coronación α
 - Definir la geometría del muro de acuerdo con el predimensionamiento
 - Cualquier otro aspecto singular del problema.
- b. Establecer las Propiedades del Suelo:
 - Parámetros geotécnicos del suelo de relleno reforzado ($\gamma'1, \phi'1, c'1$)
 - Parámetros geotécnicos del suelo de fundación ($\gamma'2, \phi'2, c'2$)
 Siendo:
- c. Definir las acciones permanentes y variables:
 - En las permanentes, puede incluirse: peso de edificación cercana al muro, peso del muro propiamente dicho.
 - En las variables, puede incluirse: Toda aquella carga viva superior a 10 kN/m que ocupe una gran extensión en área. Por ejemplo: una sobrecarga de tráfico que típicamente es de 12 kPa.
- d. Evaluar la estabilidad externa del muro.

Realizar el análisis principalmente por el estado límite de Resistencia I, ya que suele ser el que condiciona el dimensionamiento del muro. Bajo

este estado límite deben revisarse. Deslizamiento, excentricidad en la base, capacidad portante, estabilidad global de la estructura.

- e. Evaluar la estabilidad interna del muro.
- f. realizar el diseño estructural del muro.
- g. Examinar la geometría y los elementos de refuerzo. (Estabilidad Global) si fuera el caso.

4.4. Análisis de costos y presupuesto

Los costos y presupuesto se encuentran en los anexos

CAPITULO V

5. PROYECTO DE MURO DE TIERRA ARMADA SUELO REFORZADO SEGÚN LA NORMA FHWA –NHI-10-024

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de contención mecánicamente estabilizado se puede dividir en dos partes:

- Satisfacer los requerimientos de estabilidad interna.
- Revisar la estabilidad externa del muro.

Las revisiones de la estabilidad interna comprenden determinar la resistencia a la tensión y a la extracción de los elementos de refuerzo y evaluar la integridad de los elementos de fachada. Las revisiones de estabilidad externa incluyen revisiones contra fallas de volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga (Das, 2012)

Los muros de suelo reforzado son flexibles y sus componentes son:

- Relleno compuesto de suelo granular
- Tiras de refuerzo que son delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares de acuerdo al diseño
- Cubierta de revestimiento en la cara frontal del muro.

La información existente en nuestro país se encuentra en el Manual De Diseño De Carreteras Pavimentadas De Volumen De Bajo Transito, en s ítem 5.2 Estabilidad de taludes; en la cual se denota el diseño por esfuerzos admisibles (ADS),

De acuerdo a la FHWA-NHI-10-024, el diseño por el ADS o por el LRFD, la esencia del diseño se mantiene intacta, ya que esta consiste en realizar una evaluación de la estabilidad externa y de la estabilidad interna del muro. Asimismo, se mantienen la suposición de que el muro se comporta como un bloque rígido para la evaluación de la

estabilidad externa, la forma y ubicación de los planos de deslizamientos internos y el tratamiento del refuerzo como elementos discretos.

El método propuesto por la FHWA para el análisis de estabilidad interna de muros de suelo reforzado propone una superficie potencial de rotura crítica que coincide con la línea donde se movilizan las máximas fuerzas horizontales de tracción. Para el diseño de muros de suelo reforzado mediante refuerzos no extensibles.

En la figura 5.1 se esquematiza la forma lineal y la localización de la superficie de falla está basado en estudios teóricos en muros reales que han sido monitoreado e instrumentados en su proceso constructivo.

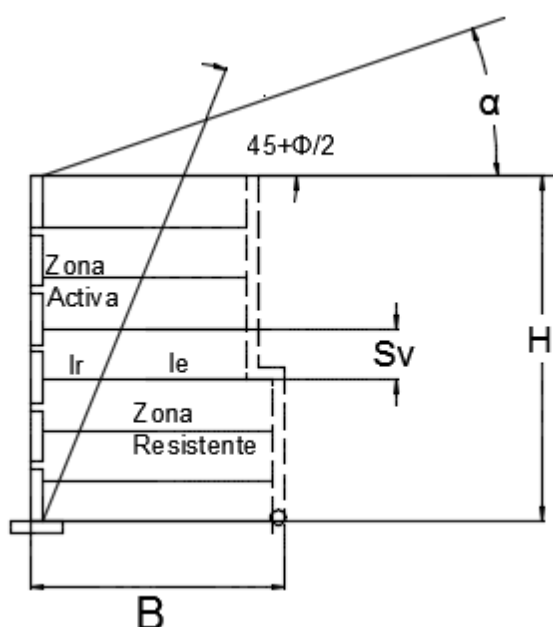


Figura N° 5.1 Superficie de falla

5.1. Predimensionamiento

De acuerdo con lo establecido, un posible procedimiento será determinar la altura H para el cálculo de presión horizontal de tierras, así como también las propiedades del material de relleno granular como el peso específico (γ') y el ángulo de fricción (ϕ').

5.2. Diseño Geotécnico

5.2.1. Cargas De Diseño

5.2.1.1. Tipo De Cargas

Cargas permanentes:

- Peso propio de la estructura,

- Componente horizontal de la presión de tierra
- Sobrecargas como peso muerto y cargas estructurales

Cargas transitorias

Carga sísmica

5.2.2. Esfuerzos

5.2.2.1. Coeficiente De Empuje Ka Y Kp

El coeficiente de empuje horizontal Kp debe ser calculado aplicando un coeficiente multiplicador al empuje activo Ka a partir de 6m de profundidad a partir de la coronación de la estructura reforzada la razón kp/ka decrece, pero no llega a ser el valor de Ka.

Para el caso concreto Kp está en función de la fórmula establecida.

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

$$K_p = \frac{1}{\cos^2(\alpha + \phi'_2)}$$

El ángulo de inclinación αse toma desde el segundo cuadrante con la horizontal

5.2.3. Calculo de acciones externas

Las fuerzas que considerar son cuando sobre el muro propiamente dicho existen:

- Muro sin talud en coronación y cargas distribuida para este caso la sobrecarga Q distribuida se reduce a una carga resultante que se adiciona al peso del muro.

$$FR = W + Q$$

- Muro con talud de coronación ya sea infinito o truncado la fuerza no es otra que la presión activa.

Para el caso concreto calculamos la presión activa Pa

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

5.2.4. Estabilidad

Para el caso de estabilidad interna se utiliza un coeficiente de empuje K_a de Rankine (para $\alpha=0$), siendo menor que el de Coulomb de acuerdo a la inclinación del muro que puede llegar hasta los 10° :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \qquad K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

5.2.4.1. Estabilidad Interna

Las posibles fallas que ocurren dentro del macizo reforzado, se determina la superficie de rotura dentro del bloque y cuando esta cruza los refuerzos es definido el punto de la máxima sollicitación a tracción actuante en cada refuerzo (T_{max}).

La superficie de rotura divide al macizo en dos zonas zona activa que esta próxima al lado expuesto y zona resistente o de anclaje próxima al macizo natural.

Al hallar T_{max} y su punto de aplicación en cada refuerzo, se verifica la posibilidad de rotura asegurando que no sea T_{max} no sea mayor que la resistencia de proyecto del refuerzo, se verifica la posibilidad de falla por arrancamiento definiendo así un comportamiento de anclaje dentro de la zona resistente del macizo, suficiente para movilizar una fuerza de fricción mayor que T_{max} .

5.2.4.1.1. Verificación Por Corte o Tracción

De acuerdo con la fórmula establecida:

$$T_{max} = \sigma_a(max) * SV * SH \qquad = 7.61 \text{ Kn /m}$$

$$\sigma'_a(max) = \gamma_1 * H * K_a' * \gamma_{EV-max}$$

Calculamos el espesor del tirante de diseño

$$t = \frac{\tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) * (\gamma_1 * H * SV * SH)}{f_y * w} * FS_{rot}$$

γ_1	H	K_a	γ_{EV}	S_v	S_h	FS(B)	w	f_y	t	t
kn/m ³	m			m	m		m	Kn/m ²	m	mm

17.26	5.20	0.282							0.001	1.90
		7	1.50	0.3	1.0	3	0.075	240000	9	3

Luego adoptamos t sacrificio de la tabla 2-3 haciendo una regla de tres compuesta para encontrar el valor para 50 años que sería igual a 1.25 o calculamos el valor a partir de la tasa de corrosión del acero galvanizado es 0.025 mm/año para una vida útil de 50 años

T	tasa corr	vida util	t real	t comercial
mm	mm/año	año	mm	mm
1.902967	0.025	50	3.15	4.00

5.2.4.1.2. Verificación Por Arrancamiento

Para calcular el largo de la tira se utilizará la siguiente expresión:

$$L = \frac{(H - z)}{\tan 45 + \frac{\phi'1}{2}}$$

H	FS (p)	W	φ'μ	γ1	Ka	SV	SH	φ'1
M		M	°	Kn/m3				
5.20	3	0.075	20	17.26	0.28	0.3	1	34

z	L	redond
M	M	
2	6.36	7.00
4	5.30	5.40
6	4.23	5.00
8	3.17	3.40
10	2.11	2.50

12	1.04	1.40
----	------	------

La longitud del tirante será de 7 m

5.2.4.2. Estabilidad Externa

5.2.4.2.1. Estabilidad Al Volteo

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_U}$$

Hallamos el momento resistente

SECCION	B M	h m	AREA m ²	γ Kn/m ³	PESO /LONG UNIT W1 = Kn/m	x1
1	7.00	5.20	36.40	17.26	628.26	3.50

Pa Kn/m	Z M	FS volcamiento
65.97	1.73	19.23

> 3

5.2.4.2.2. Estabilidad Al Deslizamiento

Para hallar el fs al deslizamiento usamos la fórmula:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{W1 * \tan(k * \phi'_1)}{W2}$$

Asumimos k=2/3 = 0.6667

w1 Kn/m	k	φ'1 °	Pa Kn/m	FS deslizamiento
628.26	0.6667	34	65.97	3.98

> 3

5.2.4.2.3. Estabilidad a La Capacidad De Carga Portante

Para encontrar el valor de la capacidad portante ultima utilizamos:

$$q_u = c'_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d}$$

c'2	Nc	Fcd	Fci	q	Nq	Fqd	Fqi	γ2	B'	Nγ
Kn/m2				Kn/m 2				kn/m3	m	
0.00	25.80	1.00	1.00	0.00	14.7 2	1.00	1.00	17.26	7.00	16.7 2

Luego:

$$\frac{FS_{cap. carga}}{q_{ultima}}$$

Fγd	Fγi	qu	FS cap carga
		Kn/m2	
1.00	1.00	1009.86	11.25

> 5

Quedando demostrado el diseño geotécnico.

5.2.4.3. Estabilidad global

De acuerdo con la teoría la falla cortante por asentamiento profundo acontece en suelos débiles que están por debajo de un suelo con grava para ello se calcula la estabilidad global siempre y cuando el ángulo de talud de coronación sea menor a 10°

Para el caso particular no es necesario el cálculo.

5.3. Diseño Estructural

5.3.1. Diseño Del Acero

En un muro de suelo reforzado el diseño del acero se refiere al cálculo de la longitud y espesor de las tiras metálicas galvanizadas explicadas en el análisis de estabilidad interna.

5.3.2. Planos

Los planos se encuentran en los anexos

5.4. Procedimiento de cálculo

De acuerdo con lo establecido en la FHWA NHI-10-024, el procedimiento para realizar un diseño de un muro de suelo reforzado mediante elementos de refuerzo de longitud uniforme es el siguiente:

- a. Definir la Geometría del muro:
 - Definir la altura del muro H .
 - Definir el ancho mínimo de la base y el refuerzo ($0.70H$) pero no es
 - Definir ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal
 - Definir ángulo de inclinación de un talud en coronación α
 - En el caso de existir un talud en coronación, determinar la altura equivalente h para el cálculo del empuje horizontal de tierras.
 - Cualquier otro aspecto singular del problema.
- b. Establecer las Propiedades del Suelo:
 - Parámetros geotécnicos del suelo de relleno reforzado ($\gamma'1, \phi'1, c'1$)
 - Parámetros geotécnicos del suelo de fundación ($\gamma'2, \phi'2, c'2$)Siendo:
- c. Definir las acciones permanentes y variables:
 - En las permanentes, puede incluirse: peso de talud en coronación, peso de la estructura del pavimento, peso de edificación cercana al muro, etc.
 - En las variables, puede incluirse: Toda aquella carga viva superior a 10 kN/m que ocupe una gran extensión en área. Por ejemplo: una sobrecarga de tráfico que típicamente es de 12 kPa.
- d. Evaluar la estabilidad externa del muro.

Realizar el análisis principalmente por el estado límite de Resistencia I, ya que suele ser el que condiciona el dimensionamiento del muro. Bajo este estado límite deben revisarse. Deslizamiento, excentricidad en la base, capacidad portante, rotura del refuerzo, arrancamiento del refuerzo, estabilidad global de la estructura.
- e. Evaluar la estabilidad interna del muro.
- f. Diseñar las conexiones refuerzo/paramento.
- g. Examinar la geometría y los elementos de refuerzo. (Estabilidad Global)

h. Evaluar la estabilidad externa.

5.5. Análisis de costos y presupuestos

Se encuentran en los anexos

5.6. Análisis comparativo de las propuestas

Muro de concreto armado	Muro de suelo reforzado tierra armada
Metodología de calculo	
<p>La Metodología de cálculo está basada en el diseño por estados límites. (LSD, Limit State Design por sus siglas en inglés)</p> <p>Tanto estados límites últimos (ULS) como estados límites de servicio (SLS). En general, consiste en la aplicación de factores parciales de mayoración para las acciones y factores parciales de minoración de la resistencia. Según la FHWA (2009), este enfoque es similar al LRFD.</p>	<p>La Metodología de cálculo está basada en el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, Load Resistance Factors Design por sus siglas en Inglés)</p> <p>Para la mayoría de los casos, el Estado Límite de Resistencia I y el Estado Límite de Servicio I controlan el diseño. Además, considera el Estado Límite Extremo, como un tercer estado, que debe considerarse para muros sujetos a movimientos sismos e impactos de vehículos</p>
Predimensionamiento	
<p>La longitud mínima establecida del refuerzo corresponde $0.5H$ a $0.70H$, siendo H la altura mecánica; la longitud de la corona es de 0.3 m como mínimo, las dimensiones de D no debe ser menor a $0.6m$ y las dimensiones de la base del muro estar en relación al $0.1 H$</p> <p>En la investigación</p>	<p>La FHWA establece que la longitud mínima de la base del muro debe $0.70H$, siendo H la altura total del muro (incluido el empotramiento). Sin embargo, este no es un valor fijo, pudiendo alcanzar valores entre $0.8H$ a $1.1H$ e incluso mayores, según cambien las condiciones</p> <p>En la investigación:</p>

H= 4.6 m D = 1.0 m B= 3.7 m	H= 4.6 m D =0.0 m B= 7.0 m
Características del suelo	
<p>Se establece que los parámetros del suelo deben obtenerse mediante ensayos triaxiales o ensayos de corte directo.</p> <p>No expone de forma explícita qué parámetros utilizar, pero se utilizan los parámetros de resistencia pico y que consideran $c = 0 \text{ Kn/m}^2$.</p>	<p>La resistencia del suelo está basada en valores de resistencia cortante pico. Se establece un valor máximo del coeficiente de fricción $\phi' = 34^\circ$. Se pueden considerar valores mayores si se determinan mediante ensayos triaxiales o ensayos de corte directo. Si el ángulo es mayor a 40° se recomienda diseñar con $\phi' = 40$ y considerar $c' = 0 \text{ kPa}$.</p>
Acciones a considerar	
<p>Establece tres combinaciones de acciones para la evaluación de diferentes estados límites (mecanismos de falla por estabilidad externa e interna):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Combinación A - Combinación B - Combinación C 	<p>La FHWA utiliza cuatro diferentes combinaciones de acciones para evaluar diferentes estados límites:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Resistencia I - Servicio I - Evento Extremo I - Evento Extremo II
Análisis de estabilidad externa (Consideraciones generales)	
<p>comprobar los siguientes estados límites últimos y de servicio:</p>	<p>En la FHWA, se deben comprobar los siguientes Estados Límites de</p>

<ul style="list-style-type: none"> - Deslizamiento - Capacidad portante - Volteo - Limitación de la excentricidad - Estabilidad global si fuera necesario 	<p>Resistencia:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Deslizamiento - Capacidad portante - Volteo - Limitación de la excentricidad - Estabilidad global si fuera necesario <p>El asentamiento y la estabilidad global se calcula dentro del Estado Límite de Servicio,</p>
<p>Evaluación de la excentricidad</p>	
<p>El cálculo de la excentricidad está claramente establecido, así como su ubicación de la excentricidad e requerida para la evaluación de capacidad portante del muro</p>	<p>La FHWA NHI-10-024 establece el cálculo de la excentricidad necesario para la evaluación de la capacidad de carga, el detalle es que generalmente es cero ya que el bloque es uniforme y homogéneo.</p>
<p>Evaluación de la capacidad portante</p>	
<p>El cálculo de la capacidad portante asume que la distribución de esfuerzo por cargas excéntricas se puede aproximar a una distribución de esfuerzo uniforme en la base del muro.</p>	<p>El cálculo de la capacidad portante asume que la distribución de esfuerzo por cargas excéntricas se puede aproximar a una distribución de esfuerzo uniforme en la base del suelo reforzado..</p>
<p>Diseño estructural</p>	
<p>Diseño por cortante es decir La resistencia al esfuerzo de corte de las cargas actuantes.</p>	<p>Diseño del refuerzo por tracción en los refuerzos</p> <p>Diseño del refuerzo por arrancamiento</p>

	.
Económicamente	
Costo del presupuesto son : tres millones setecientos veinticinco mil cuatrocientos veinte y 48/100 nuevos soles (S/.3'725,420.48)	Costo del presupuesto son: No se puede establecer debido a que

CAPITULO VI

6. RESULTADOS Y DISCUSIONES

6.1. Eficiencia del diseño

La tabla 01 nos muestra la eficiencia del muro de contención de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado, obtenido después de analizado desde el punto de vista técnico y la evaluación económica.

Tabla 01 Eficiencia comparativa

SIGNIFICANCIA	MURO DE CONTENCION CONCRETO ARMADO	MURO DE CONTENCION TIERRA ARMADA
DIFERENCIAS EN EL DISEÑO		
Altura de diseño	=	=
base de muro	+	-
cantidad de tirante	-	+
suma de acero estructural	-	+
cantidad en varillas	-	+
ANALISIS DE COSTOS		
Obras preliminares	=	=
movimiento de tierras	+	-
Obras de concreto armado	+	-
Muros de tierra armada	-	+
Varios	+	-
Costo Directo	-	+
ESTABILIDAD EXTERNA		
FS volteo	-	+
FS deslizamiento	-	+
FS capacidad de carga	-	+

Según los datos obtenidos en la tabla 01 obtenemos que existe una marcada inclinación positiva hacia el diseño del muro de contención de tierra armada con

respecto al muro de contención de concreto armado, según su evaluación técnica y económica. Estos datos obtenidos del estudio de caso concuerdan con los obtenidos por Das B (2012) y Skok M (2010), los cuales nos inclinan hacia el muro de tierra armada, pero al no poder expresar mayores repeticiones y al ser la diferencia ligera o escasa nos impiden recomendar fehacientemente el muro de contención de tierra armada.

6.2. Evaluación técnica según los parámetros de suelo y la normatividad

6.2.1. Diseños de muros de contención

- Diferencias en el diseño

La tabla 02 nos muestra las diferencias en el diseño del muro de contención de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado, obtenido después de analizado desde el punto de vista técnico.

Tabla 02 Diferencias en el Diseño

ITEM	MURO CONCRETO ARMADO	MURO TIERRA ARMADA	DIFERENCIA
Altura de diseño	5.2 m	5.2 m	0
base de muro	3.1 m	7.0 m	-3.9
cantidad de tirante		105 ml	-105
suma de acero estructural	59.38 cm ²		59.38
cantidad en varillas	108 5/8"		108
	270 3/8"		270
	162 1/2"		162

Según los datos obtenidos en la tabla 02 obtenemos que existe resultados no esperados en lo que se refiere a la base del muro de tierra armada que resulto siendo mayor a lo esperado con respecto al muro de contención de concreto armado. Otro punto es la diferencia significativa que existe entre la cantidad de varillas a utilizar en el muro de contención de concreto armado 108 varillas de 5/8", 270 varillas de 3/8" y 162 varillas de 1/2" versus a 105 metros lineales de tirante que se utilizara en el muro de tierra armada lo que hace una marcada inclinación positiva hacia el diseño del muro de contención de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado, según su evaluación técnica y económica

- Estabilidad externa

La tabla 03 nos muestra la eficiencia del muro de contención de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado, con respecto a la estabilidad externa obtenido después de analizado desde el punto de vista técnico

Tabla 03 Estabilidad Externa

ITEM	MURO DE CONTENCION CONCRETO ARMADO		MURO DE CONTENCION TIERRA ARMADA		DIFERENCIA
FS volteo	3.75	> 2	19.23	> 3	-15.48
FS deslizamiento	1.67	> 1.5	3.98	> 3	-2.31
FS capacidad de carga	4.87	> 3	11.25	> 5	-6.38

Según los datos obtenidos en la tabla 03 obtenemos que existe una marcada inclinación positiva hacia el diseño del muro de contención de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado, según su evaluación técnica. Estos datos obtenidos del estudio de caso concuerdan con los obtenidos por Das B (2012), Skok M (2010) y Jara (2008), los cuales nos inclinan hacia el muro de tierra armada, al ser la diferencia ligera o escasa nos impiden recomendar fehacientemente el muro de contención de tierra armada.

6.3. Evaluación económica según el análisis de costos.

La tabla 04 nos muestra el análisis de costos de muro de contención de concreto armado respecto al muro de contención de tierra armada, obtenido después de analizado desde el punto de vista de la evaluación económica

Tabla 04 Análisis de costos

ITEM	MURO CONCRETO ARMADO	MURO TIERRA ARMADA	DIFERENCIA
Obras preliminares	14,856.60	14,856.60	0.00
movimiento de tierras	154,194.27	202,948.39	-48,754.12
Obras de concreto armado	322,517.31		322,517.31
Muros de tierra armada		69,832.17	-69,832.17
varios	23,279.91	125,054.17	-101,774.26
COSTO DIRECTO	514,848.09	412,691.33	102,156.76

Según los datos obtenidos en la tabla 03 obtenemos que existe una marcada inclinación positiva hacia el diseño del muro de contención de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado, según su evaluación económica., los cuales nos inclinan hacia el muro de tierra armada, pero al ser la diferencia ligera nos impiden recomendar fehacientemente el muro de contención de tierra armada.

7. CONCLUSIONES

- Según la evaluación de la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, no existe diferencia estadística en cuanto a la eficacia entre ambos muros
- En la Evaluación de la eficiencia técnica del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno. Según los parámetros del suelo, los y la normatividad, no existe diferencia estadística, pero si numérica
- En la evaluación económica del diseño de muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, no existe diferencia económica, estadística según el análisis de costos de ambos muros.

8. RECOMENDACIONES

Repetir el presente trabajo comparando la eficiencia económica y técnica del muro de concreto armado con respecto a las otras técnicas de construcción de muros de contención de suelo reforzado.

Repetir el presente estudio tomando en consideración la diversidad geográfica y climatológica de la región de Puno en la comparación económica y técnica de la construcción del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada, con respecto al muro de contención de concreto armado

Tomar en cuenta la evaluación del impacto ambiental en trabajos posteriores en cuanto a la comparación de la construcción del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada, con respecto al muro de contención de concreto armado

9. BIBLIOGRAFÍA

- Asociacion Española de la Carretera. (Marzo de 2015). *wikivia: la enciclopedia de la carretera*. Obtenido de [http://www.wikivia.org/wikivia/index.php/Muros_de_tierra_reforzada_\(Proyecto\)](http://www.wikivia.org/wikivia/index.php/Muros_de_tierra_reforzada_(Proyecto))
- Bowles J. E. (1982). *Foudation analysis and desing Third Edition*. Mc Graw - Hill.
- Das, B. (2001). *Principios de ingenieria de cimentaciones 4ta Edicion*. Sacramento: Internacional Thomsom Editores.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingenieria de cimentaciones 7ma edicion*. Mexico, D.F.: Cengage Learning Editores,S.A.de C.V.
- Fraisinet, t. a. (2010). *Normas para el montaje de obras de tierra armada*. españa.
- Hernandez, R., Fernandez, C., & baptista, P. (2006). *metodologia de la investigacion Cuarta edicion*. Mexico D.F.: Mc Graw Hill Interamericana.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (2008). *Mecanica de Suelos, Teoria y Aplicacion de la Mecanica de Suelos, Tomo II*. Mexico: limusa.
- Lambe, T., & witman, R. (1969). *Soil mechanics*. Massachusetts: Institute of Tecnolofy.John Wiley and sons, New York.
- M.V.C.S. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones, normas tecnicas peruanas 2009*. lima - Peru: macro E.I.R.L.
- MOPU. (1989). *Manual para el proyecto y ejecucion de estructuras de suelo reforzado*. Tecnologia Carreteras MOPU.
- Pinedo, M. (2012). *Comparacion entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles*. Lima: Pontificia universidad catolicadel peru.
- R., M. (Mayo, 2006). *Diseño en concreto armado 3ra Edicion*. Lima: editado por Fondo editorial I.C.G.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (2001). *La ingenieria de suelos en las vias terrestres, carreteras, ferrocarriles y autopistas*. Mexico D.F.: limusa noriega editores.
- Rodrigues, A. (2012). *Puentes con AASHTO LRFD 2010, Tercera edicion*. Peru: Editorial privada.
- Skok, D. M. (2010). *Apuntes de Estrcturas de Contencion en Suelo reforzado catedra de Geotecnia III*. Ciudad de la Plata: Facultad de Ingenieria Universidad Nacional de la Plata.

- Suarez, J. (2012). *Deslizamientos Tecnicas de remediacion*. Obtenido de erosion.com.co: <http://www.erosion.com.co/>
- Suarez, J. (2012). *Diseño de Muros de Suelo Reforzados con Geosinteticos*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de santander.
- Suarez, J. (2012). *Diseño de muros de suelo reforzados con geosinteticos*. Bucaramanga - Colombia: Universidad industrial de santander.
- Torres, R. (2008). *Analisis y diseño de muros de contencion de concreto armado*. Merida - Venezuela: Publicaciones de la facultad de ingenieria de la universidad de los andes, 2008.
- U. S. Department of Transportation, F. (2009). *Desing and construction of mechanically Stabilized earth walls and reinforced soil slopes Volume I*. Publication N° FHWA - NHI-10 024 GEC 011.
- U. S. Department of Transportation, F. (2009). *Desing and construction of mechanically Stabilized earth walls and reinforced soil slopes Volume II*. Publication N° FHWA - NHI-10 024 GEC 011.
- U.S., d. o. (enero de 2015). *acerca de nosotros*. Obtenido de federal highway administration: <http://www.fhwa.dot.gov/about/>

10. ANEXOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS PURAS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



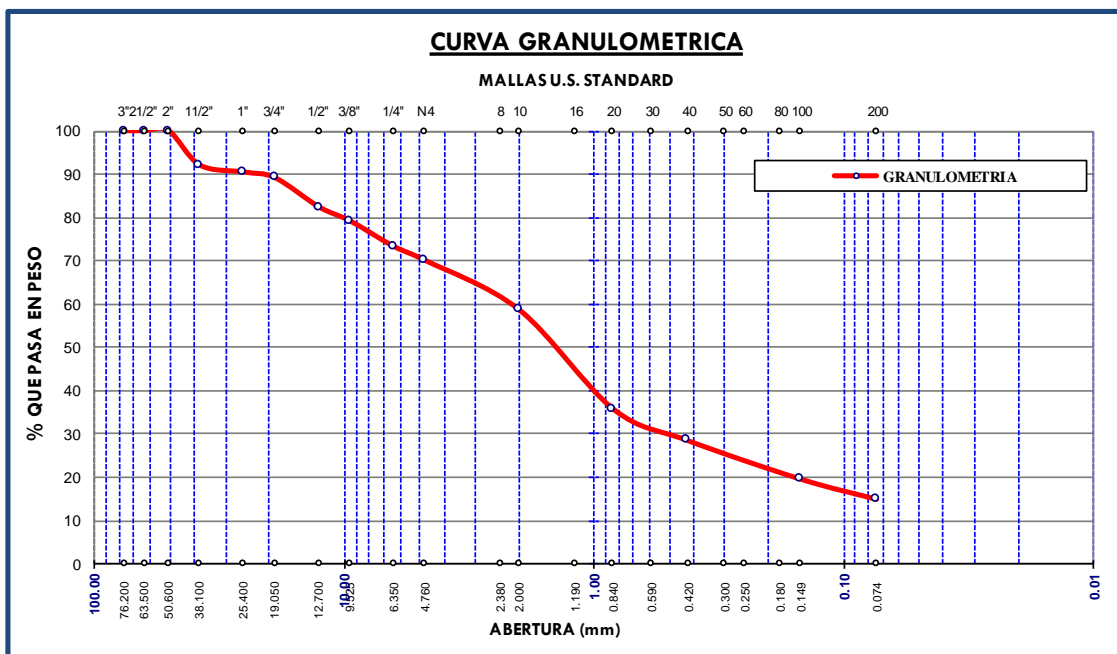
PROYECTO : EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO
SOLICITADO : KETTY FARIDE FLORES TAPIA
UBICACIÓN : CIUDAD UNIVERSITARIA
FECHA :

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D421)

DATOS DE LA MUESTRA:

MUESTRA : Suelo natural - Ciudad Universitaria costado de Auditorio de Fac. de Contabilidad
PROGRESIVA: Calicata N° 01, Estrato N° 01

Nº DE MALLAS	ABERT. DE MALL. (mm)	PESO RETENIDO	% RET. PARCIAL	% RET. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACION	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200			0.00	100.00		Peso I. : 1602 gr Peso Lavado : 1365 gr Peso P. : 237 gr
2 1/2"	63.500		0.00	0.00	100.00		
2"	50.800		0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	38.100	127.31	7.95	7.95	92.05		CLASIFICACION DEL SUELO Limite Liquido : -- Limite Plastico : -- Indice Plastico : --
1"	25.400	25.76	1.61	9.55	90.45		
3/4"	19.050	21.03	1.31	10.87	89.13		
1/2"	12.700	108.07	6.75	17.61	82.39		CLASIFICACION DEL SUELO AASHTO : A-1-b (0) SUCS : SM % de Grava : 29.98 % % de Arena : 55.23 % % Pasa N° 200 : 0.00 % CARACT. GRANULOMETRICAS D10 : 0.050 D30 : 0.461 D60 : 2.170 Cu = 43.37 Cc = 1.96
3/8"	9.525	51.88	3.24	20.85	79.15		
1/4"	6.350	94.96	5.93	26.78	73.22		
N° 4	4.760	51.20	3.20	29.98	70.02		Observaciones : Muestreado por el solicitante.
N° 6	3.360		0.00	29.98	70.02		
N° 8	2.380	132.83	8.29	38.27	61.73		
N° 10	2.000	50.13	3.13	41.40	58.60		
N° 16	1.190		0.00	41.40	58.60		
N° 20	0.840	367.66	22.95	64.35	35.65		
N° 30	0.590		0.00	64.35	35.65		
N° 40	0.426	115.49	7.21	71.56	28.44		
N° 60	0.250	72.39	4.52	76.07	23.93		
N° 80	0.177	50.62	3.16	79.23	20.77		
N° 100	0.149	21.10	1.32	80.55	19.45		
N° 200	0.074	74.57	4.65	85.21	14.79		
-200		0.00	0.00	85.21	0.00		





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS PURAS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



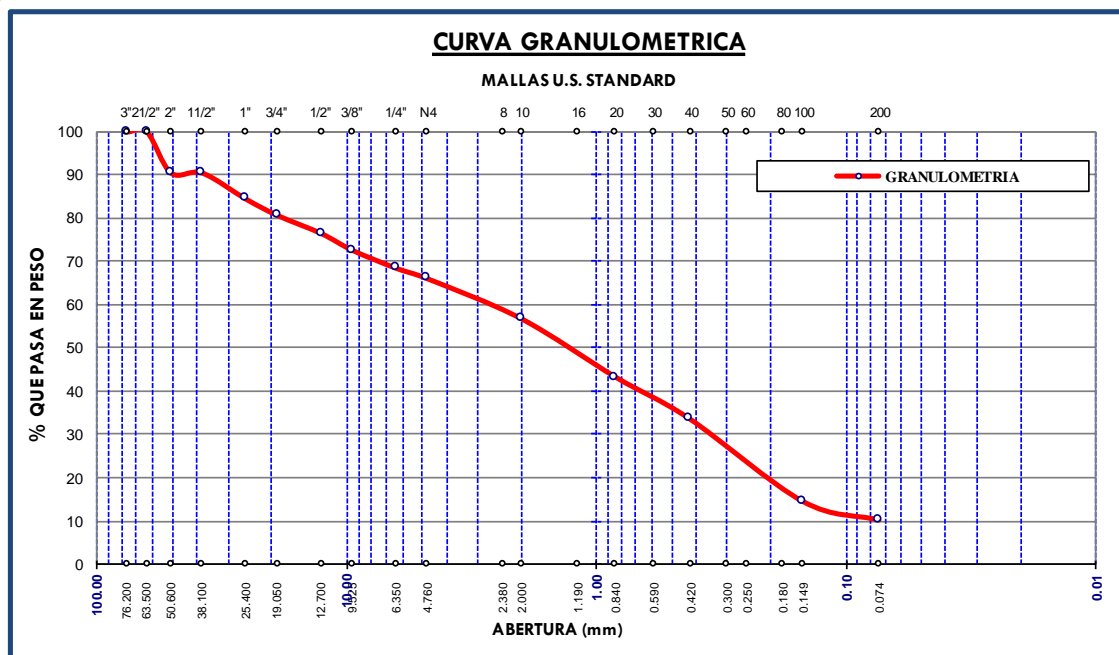
PROYECTO : EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO
SOLICITADO : KETTY FARIDE FLORES TAPIA
UBICACIÓN : CIUDAD UNIVERSITARIA
FECHA : 26 de Enero del 2016

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D421)

DATOS DE LA MUESTRA:

MUESTRA : Suelo natural - Ciudad Universitaria costado de Auditorio de Fac. de Contabilidad
PROGRESIVA : Calicata N° 01, Estrato N° 02

Nº DE MALLAS	ABERT. DE MALL. (mm)	PESO RETENIDO	% RET. PARCIAL	% RET. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACION	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200			0.00	100.00		Peso I. : 2126 gr
2 1/2"	63.500		0.00	0.00	100.00		Peso Lavado : 1912 gr
2"	50.800	202.26	9.51	9.51	90.49		Peso P. : 214 gr
1 1/2"	38.100		0.00	9.51	90.49		CLASIFICACION DEL SUELO
1"	25.400	129.00	6.07	15.58	84.42		Limite Liquido : --
3/4"	19.050	79.44	3.74	19.32	80.68		Limite Plastico : --
1/2"	12.700	89.38	4.20	23.52	76.48		Indice Plastico : --
3/8"	9.525	82.63	3.89	27.41	72.59		CLASIFICACION DEL SUELO
1/4"	6.350	88.69	4.17	31.58	68.42		AASHTO : A-1-b (0)
Nº 4	4.760	51.35	2.42	34.00	66.00		SUCS : SP-SM
Nº 6	3.360		0.00	34.00	66.00		% de Grava : 34.00 %
Nº 8	2.380	150.13	7.06	41.06	58.94		% de Arena : 55.82 %
Nº 10	2.000	47.02	2.21	43.27	56.73		% Pasa Nº 200 : 0.12 %
Nº 16	1.190		0.00	43.27	56.73		CARACT. GRANULOMETRICAS
Nº 20	0.840	286.80	13.49	56.76	43.24		D10 : 0.073
Nº 30	0.590		0.00	56.76	43.24		D30 : 0.361
Nº 40	0.426	203.57	9.58	66.33	33.67		D60 : 2.527
Nº 60	0.250	209.43	9.85	76.19	23.81		Cu = : 34.77
Nº 80	0.177	159.02	7.48	83.67	16.33		Cc = : 0.71
Nº 100	0.149	39.87	1.88	85.54	14.46		Observaciones :
Nº 200	0.074	90.91	4.28	89.82	10.18		Muestreado por el solicitante.
-200		2.45	0.12	89.93	0.00		





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS PURAS



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO"

SOLICITANTE : KETTY FARIDE FLORES TAPIA

INSTITUCION : CIUDAD UNIVERSITARIA

FECHA : 26 de Enero del 2016

DATOS DE LA MUESTRA:

CALICATA C-1 ESTRATO M - 2 PROF. (m) 1.7

**PESO ESPECIFICO UNITARIO SUELTO Y COMPACTADO
ASTM D 4254 - ASTM D 4253**

PESO UNITARIO SUELTO

MOLDE NRO.	I	II	III
PESO DEL MOLDE Gr.	7814	7814	7814
PESO MOLDE + MUESTRA Gr.	11846	12015	11968
PESO DE LA MUESTRA Gr.	4032	4201	4154
VOLUMEN DEL MOLDE Cm ³	3052	3052	3052
PESO UNITARIO Gr/Cm ³	1.321	1.376	1.361
PESO UNITARIO SECO Kg/M ³	1353		

PESO UNITARIO COMPACTADO

MOLDE NRO.	I	II	III
PESO DEL MOLDE Gr.	7814	7814	7814
PESO MOLDE + MUESTRA Gr.	13098	13315	13316
PESO DE LA MUESTRA Gr.	5284	5501	5502
VOLUMEN DEL MOLDE Cm ³	3052	3052	3052
PESO UNITARIO Gr/Cm ³	1.731	1.802	1.803
PESO UNITARIO SECO Kg/M ³	1779		



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS PURAS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



PROYECTO : "EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO"

SOLICITANTE : KETTY FARIDE FLORES TAPIA

INSTITUCION : CIUDAD UNIVERSITARIA

FECHA : 26 de Enero del 2016

ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU (CONO DE ARENA)
NTP 339.134 , ASTM D 1556

PUNTO N°	CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DENSIDAD HUMEDA (g/cm ³)	DENSIDAD SECA (g/cm ³)
1	C - 1	1.70	8.7	1.914	1.760

OBSERVACIONES :

- 1) La ubicación del punto fue seleccionada por el solicitante.
- 2) El ensayo fue realizado el día 26 de Enero del 2016.

La muestra N° 02 es material inalterado de roca de la zona de estudio a la cual se le realizaron ensayo de densidad y de resistencia por compresión uniaxial simple.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS PURAS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



PROYECTO : EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO

SOLICITADO : KETTY FARIDE FLORES TAPIA

UBICACIÓN : CIUDAD UNIVERSITARIA

FECHA : 02 de Abril del 2016

Identificación de la Probeta	Fecha de Moldeo	Fecha de Rotura	Edad de la Probeta Días	Resistencia de Diseño f'c: kg/cm²	Características			Lectura del Dial kg	Resistencia kg/cm²	% de Resistencia
					Diametro cm	lado 2	Area cm²			
Ciudad Universitaria muro de roca	27/01/2016	2/04/2016	66	40	6.11	7.50	46	22890	50	124

OBSERVACIONES : Los respectivos especímenes fueron proporcionados por el peticionario.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS PURAS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



PROYECTO : EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO
SOLICITADO : KETTY FARIDE FLORES TAPIA
UBICACIÓN : CIUDAD UNIVERSITARIA
FECHA : 02 de Abril del 2016.

**RESISTENCIA POR COMPRESION UNIAxIAL SIMPLE
(ASTM D2938)**

DATOS DE LA MUESTRA:

MUESTRA : Suelo natural - Ciudad Universitaria costado de Auditorio de Fac. de Contabilidad
PROGRESIVA : Calicata N° 02, Estrato N° 01 (único)

PROB. N°	ELEMENTO	DIMENSIONES			AREA (Cm ²)	PESO VOLUMETRICO		CARGA KG	RESISTENCIA MÁXIMA qu Kg/Cm ²
		B1 (Cm)	B2 (Cm)	H (Cm)		PESO (Gr.)	PESO VOL. Gr/cm ³		
MUESTRAS CUBICAS EN ESTADO SECO									
1	MUESTRA 1	6.14	7.50	10.07	46.51	1162	2.48	22890	492.13
2	MUESTRA 2	6.08	7.50	10.07	46.10	1159	2.50	22890	496.49
								PROMEDIO	494.31



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS PURAS



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO"
SOLICITANTE : KETTY FARIDE FLORES TAPIA
INSTITUCION : CIUDAD UNIVERSITARIA
FECHA : 26 de Enero del 2016

**ENSAYO DE DENSIDAD APARENTE DE UNA ROCA
ASTM D2937**

PUNTO N°	CALICATA	PROFUNDIDAD AD (m)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DENSIDAD HUMEDA (g/cm ³)	DENSIDAD SECA (g/cm ³)
1	C - 1	0.00	1.5	1.898	1.870

OBSERVACIONES :

1) La ubicación del punto fue seleccionada por el solicitante.

Presupuesto

Presupuesto 0103001 CONSTRUCCION DE MURO DE CONCRETO ARMADO UNA PUNO
 Subpresupuesto 001 CONSTRUCCION DE MURO DE CONCRETO ARMADO UNA PUNO
 Cliente MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PUNO Costo al 29/01/2017
 Lugar PUNO - PUNO - PUNO

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PRELIMINARES				14,856.60
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	974.00	1.52	1,480.48
01.02	MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	und	1.00	3,266.00	3,266.00
01.03	TRAZO Y REPLANTEO CON EQUIPO EN MUROS DE CONTENCION	m2	974.00	10.38	10,110.12
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				154,194.27
02.01	CORTE DE TALUD EN TERRENO NORMAL C/EQUIPO	m3	4,363.91	18.13	79,117.69
02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO C/EQUIPO	m3	3,884.79	11.73	45,568.59
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/VOLQUETE DM=10 km	m3	1,399.81	21.08	29,507.99
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				322,517.31
03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO	m2	639.22	29.49	18,850.60
03.02	CONCRETO EN MUROS F'c=210KG/CM2	m3	403.24	332.95	134,258.76
03.03	ACERO EN PANTALLA Fy=4200KG/CM2	kg	10,983.66	6.35	69,746.24
03.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN CIMENTACION	m2	639.22	31.50	20,135.43
03.05	CONCRETO EN CIMENTACIÓN F'c=210KG/CM2	m3	2.22	278.93	619.22
03.06	ACERO EN CIMENTACIÓN Fy=4200KG/CM2	kg	12,893.31	6.12	78,907.06
04	VARIOS				23,279.91
04.01	SOLADO F'c=140KG/CM2	m2	72.08	14.63	1,054.53
04.02	DRENAJE EN MUROS CON TUBERIAS DE Ø2"	m	156.00	9.95	1,552.20
04.03	JUNTA DE CONSTRUCCION DE TECNOPORT E=1" PARA MUROS	m2	195.00	102.42	19,971.90
04.04	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL	m2	974.00	0.72	701.28
	Costo Directo				514,848.09

SON : QUINIENTOS CATORCE MIL OCHOCIENTOS CUARENTIOCHO Y 09/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto **0103001 CONSTRUCCION DE MURO DE CONCRETO ARMADO UNA PUNO**
 Subpresupuesto **002 CONSTRUCCION DE MURO DE TIERRA ARMADA**
 Cliente **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PUNO** Costo al **29/01/2017**
 Lugar **PUNO - PUNO - PUNO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PRELIMINARES				14,856.60
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	974.00	1.52	1,480.48
01.02	MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	und	1.00	3,266.00	3,266.00
01.03	TRAZO Y REPLANTEO CON EQUIPO EN MUROS DE CONTENCION	m2	974.00	10.38	10,110.12
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				202,948.39
02.01	CORTE DE TALUD EN TERRENO NORMAL C/EQUIPO	m3	5,990.14	18.13	108,601.24
02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO C/EQUIPO	m3	6,092.41	11.73	71,463.97
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/VOLQUETE DM=10 km	m3	1,085.54	21.08	22,883.18
03	MUROS DE TIERRA ARMADA				69,832.17
03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO	m2	896.08	30.16	27,025.77
03.02	SUMINISTRO DE ARMADURA DE REFUERZO	m	195.00	132.35	25,808.25
03.03	SUMINISTRO DE ESCAMAS PARA MURO	m	195.00	45.06	8,786.70
03.04	COLOCACION DE MURO	m	195.00	42.11	8,211.45
04	VARIOS				125,054.17
04.01	SOLADO F _c =140KG/CM2	m3	72.08	321.87	23,200.39
04.02	JUNTA HORIZONTAL PARA MUROS	m	195.00	98.30	19,168.50
04.03	JUNTA VERTICAL PARA MUROS	m	896.00	91.50	81,984.00
04.04	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL	m2	974.00	0.72	701.28
	Costo Directo				412,691.33

SON : CUATROCIENTOS DOCE MIL SEISCIENTOS NOVENTIUNO Y 33/100 NUEVOS SOLES

INDICE DE PLANOS

1. Detalle de Muro de Contención C.A E-1
2. Detalle de Muro de Contención T.A E-1
3. Elevación C.A. M.T 1 de 6
4. Elevación C.A. M.T 2 de 6
5. Elevación C.A. M.T 3 de 6
6. Elevación C.A. M.T 4 de 6
7. Elevación C.A. M.T 5 de 6
8. Elevación C.A. M.T 6 de 6
9. Elevación T.A. M.T 1 de 6
10. Elevación T.A. M.T 2 de 6
11. Elevación T.A. M.T 3 de 6
12. Elevación T.A. M.T 4 de 6
13. Elevación T.A. M.T 5 de 6
14. Elevación T.A. M.T 6 de 6