



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Aplicación de geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en
vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Mancisidor Aramburú, Gilberth Jeanpierry (ORCID: 0000-0002-8496-2682)

ASESOR:

Dr. Gerardo Cancho Zuñiga (ORCID: 0000-0002-0684-5114)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño de infraestructura vial

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso,

A mis padres y hermanos,

Por todo el apoyo brindado y por ser parte de
este importante logro

AGRADECIMIENTO

A mi asesor de tesis Dr. Cancho Zuñiga, Gerardo, por su experiencia científica para la formulación de la Tesis.

Al revisor temático de mi tesis, el Ingeniero Franco Caceres por sus sugerencias en la corrección temática.

A todos ellos, infinitas gracias.

El autor.

Página del jurado

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE TESIS	Código : FD6-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	------------------------------------	---

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a)

MANCISO DE ARAMBURU GILBERTO

[Apellidos, Nombres]

Cuyo título es:

" APLICACION DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MUROS
DE SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VIAS
ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA
ROSA DE QUINUA-CANTA 2019 "

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:

13 [número] TRECE [letras].

Lugar y fecha Los Olivos 20 Julio 2019


.....
PRESIDENTE
Dr. Néstor Pascual Rojas Díaz
(Grado Apellidos, Nombre)


.....
SECRETARIO
Dr. Luis Cayre Torres
(Grado Apellidos, Nombre)


.....
VOCAL
Dr. Carlos Zúñiga S.
(Grado Apellidos, Nombre)

NOTA: En el caso de que haya nuevas observaciones en el informe, el estudiante debe levantar las observaciones para dar el pase a Resolución.

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo Gilberth Jeampierry Mancisidor Aramburú, educado del Programa Pregrado, de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, con DNI 47970284, cuya tesis tiene por título "Aplicación de geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019".

Declaro bajo promesa que:

1. El autor de esta tesis soy yo.
2. Esta tesis se ha elaborado bajo los fundamentos internacionales de referencia para los textos consultados. Ya que esta tesis carece de similitud, en su totalidad con otras.
3. La tesis no ha sido publicación anteriormente.
4. Los resultados experimentales presentados son reales y de mi propiedad, ya que estos datos representan y/o constituyen un aporte a la realidad nacional.

De encontrarse alguna similitud que tenga como base, el haber realizado una copia parcial o total de otros textos, se asumirá cualquier sanción que se amerite en este caso.

Limas 12, Julio del 2019.



FIRMA

Gilberth Jeampierry Mancisidor Aramburú

DNI: 47970284

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
PÁGINA DEL JURADO	iv
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD	v
Indice	vi
RESUMEN	vii
ABSTRACT	viii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MÉTODO.....	36
2.1 Diseño, tipo, nivel y enfoque de la investigación	36
2.2 Variables y Operacionalización	37
2.3 Unidad de análisis, población y muestra	37
2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	38
2.5 Procedimiento	41
2.6 Método de análisis de datos.....	42
2.7 Aspectos éticos	42
III.RESULTADOS	42
IV. DISCUSIÓN	82
V. CONCLUSIONES.....	85
VI. RECOMENDACIONES.....	87
REFERENCIAS	88
ANEXOS	92

RESUMEN

La presente tesis de investigación “Aplicación de geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019”, cuyo objetivo determinar la aplicabilidad del muro de suelo reforzado con geomallas mediante una comparación económica con respecto al tradicional muro de concreto armado en consecuencia, se realizó el diseño estructural de los sistema de suelo reforzado con elemento extensibles (geomallas) y de concreto armado para el predimensionamiento se recolectó información como la geometría de la sección de la vía mediante fichas de recolección de datos y para las obtener las propiedades del terreno se realizó una calicata con el fin de obtener los ensayos de laboratorio respectivo. Posteriormente se identificó el comportamiento del refuerzo principal en el caso del muro de suelo reforzado para los dos tramos de diseño tanto como longitud de anclaje y reducción de la resistencia ultima a la tracción, de la misma manera se evaluó la interacción entre los esfuerzos admisible del terreno de fundación y los esfuerzos actuantes debido a la gravedad propia de la estructura, en complemento se realizaron los APU correspondiente determinando el rendimiento de cada una de las partidas con lo cual se pudo obtener el plazo de ejecución por metro lineal de cada tipo de muro. Finalmente, como resultado principal de la investigación se obtuvo que para el primer tramo de 2.30m de altura se obtiene un 45.82% de sobrecosto con respecto a un muro de concreto armado, mientras que en el segundo tramo de 2.80m de altura, se estima un 20.47% debajo del costo del muro de concreto armado para las mismas condiciones

Palabras claves: Muro de contención, suelo reforzado, geomallas, concreto armado, resistencia ultima a la tracción y elementos extensibles

ASBTRACT

This research thesis "Application of geogrids in the design of mechanically stabilized floor walls on alternate roads in the central highway Santa Rosa de Quives - Canta 2019", whose objective is to determine the applicability of the reinforced soil wall with geogrids by means of an economic comparison with respect to the traditional reinforced concrete wall consequently, the structural design of the reinforced soil system with extensible elements (geogrids) and reinforced concrete for the pre-dimensioning was carried out, information was collected as the geometry of the section of the road using chips of data collection and to obtain the properties of the land a pit was made in order to obtain the respective laboratory tests. Subsequently, the behavior of the main reinforcement was identified in the case of the reinforced soil wall for the two design sections both as anchorage length and reduction of the ultimate tensile strength, in the same way the interaction between the permissible stresses of the ground of foundation and the acting efforts due to the seriousness of the structure, in complement the corresponding APU were made determining the performance of each of the items with which it was possible to obtain the term of execution per linear meter of each type of wall . Finally, as a main result of the investigation it was obtained that for the first section of 2.30m in height, a 45.82% of cost overrun with respect to a reinforced concrete wall is obtained, while in the second section of 2.80m in height, it is estimated 20.47% below the cost of the reinforced concrete wall for the same conditions

Keywords: Retaining wall, reinforced soil, geogrids, reinforced concrete, ultimate tensile strength and extensible elements

I. INTRODUCCIÓN

Realidad Problemática

En la actualidad, el desarrollo que ha tenido la construcción ha permitido disponer de una variedad de maneras de combinar y emplear materiales en la construcción de algún tipo de estructura, además, desde el punto de vista de la ingeniería, la aplicación de novedosos y eficaces materiales en la ejecución se complementa con la necesidad más actual de la ingeniería civil tomando en cuenta el precio, la practicidad y la calidad del mismo.

Las estructuras de contención son obras de arte, cuyo objetivo es contener los empujes de tierras que se puedan presentar ante condiciones de estáticas y dinámicas. Si bien es cierto estructuras de contención como muros en voladizo, de gravedad, etc, no necesariamente son la opción más eficiente para contener el empuje de las tierras próximas a una vía, ya que el diseño en ingeniería no es un proceso totalmente automatizado.

Entre uno de los problemas más frecuentes de este tipo de estructuras es que son más susceptibles al daño ante un evento sísmico, además las construcciones de este tipo de estructura conllevan costos muy altos y una ejecución de duración más prolongada, siendo un sistema bastante obsoleto. Por otro lado, los geosintéticos cuentan con ventajas con respecto a otros materiales usuales.

Los geosintéticos son productos de material polimérico y de forma plana, cuya aplicación puede cumplir funciones de impermeabilización, separación, reforzamiento.

Díaz et al (2009, p.240) menciona que *“Desde la antigüedad, se han colocado materiales naturales como pieles de animales, o fibras vegetales sobre los suelos blandos o incrustados dentro de éstos con el objetivo de construir estructuras de suelo reforzado”*.

En el Perú, se vienen desarrollando una gran cantidad de proyectos con respecto a construcción, mantenimiento y reparación de vías, cuyo fin es mantener la conexión vial, sobre todo de redes viales nacionales que son de gran importancia.

Las vías alternas de la carretera central enmarcadas en el distrito de Santa Rosa de Quives, se encuentran severamente afectadas por los huaicos reportados en febrero

de 2017 en dicha localidad, el terraplén fue el más dañado, afectando principalmente la estabilidad de la vía, cuya situación es un peligro inminente.



Figura 01. Daño severo en carril de la vía alterna de la carretera central

Fuente: RPP, 2018

En ese sentido, se pretende aplicar los geosintéticos con el fin de reemplazar las convencionales estructuras de contención para salvaguardar la estabilidad de las vías alternas de la carretera central situadas en la localidad de Santa Rosa de Quives en la provincia de Canta – Lima.

1.1. Trabajos previos

1.1.1. Antecedentes nacionales

Centurión (2007). En su tesis “Diseño de Muro de Suelo Reforzado y comparación con los Muros de Concreto Armado de la Vía Expresa del Callao”. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, cuyo objetivo fue comparar técnica y económicamente los muros de suelo reforzado con una posible solución convencional de concreto armado. Cuyos resultados más relevantes fueron que en alturas por debajo de 3.20m los sistemas de MSR no son significativamente

económicos e incluso llegan a ser más caros que el sistema común de concreto armado. Mientras que para alturas mayores a 3.20m las estructuras MSE comienzan a mostrar ahorros desde 15 a 26% conforme aumenta la altura de la estructura. Cuya conclusión principal fue que la envergadura o tamaño de las estructuras diseñadas tienen influencia en los costos de los muros MSE y de CA. Los muros MSR comprendidos entre 1.80m y 2.60m se enmarcan entre 12 y 1% por encima del costo estimado de los muros de concreto, por otro lado, entre 3.20m y 8.20m. se obtienen costos iniciales entre 15 a 26% por debajo de los muros de concreto armado.

Pinedo (2012). en su tesis “Comparación entre Muros de Suelo Reforzado con elementos extensibles y no extensibles”. Tesis para obtener el título de Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, cuyo objetivo fue realizar una comparación entre un diseño de un muro de suelo reforzado con materiales inextensibles a un modelo definido de muro de suelo reforzado con materiales extensibles para una zona de descarga de mineral de los camiones ejecutado por la constructora Odebrecht en el proyecto Bayóbar de la empresa Minera Miski Mayo S.A.C. Cuyos resultados más relevantes fueron que la separación vertical entre elementos de refuerzo es menor en los muros de suelo reforzado con elementos extensibles, es decir existe un confinamiento superior, esto que sustentado a su vez debido a que los factores de seguridad al arrancamiento de los materiales de refuerzo extensibles es superior que el de los materiales de refuerzo inextensible, lo cual impide que el material de refuerzo pueda ser ligeramente desprendido de su lugar mientras que en la comparación económica entre los muros de suelo reforzado con material extensibles (geomallas) y los reforzados con materiales no extensibles (flejes metálicos) para alturas de 4.50, 7.50, 8.25, 10.25 y 11.25 metros se obtuvieron diferencias porcentuales de 23.38%, 20.80%, 24.48%, 27.07% y 34.83%, con valores diferenciales de hasta \$149.86 por m². Las conclusiones más relevantes fueron que los diseños de muros de suelo reforzado con materiales extensibles son mucho más conservadores, además los muros de suelo reforzado con materiales extensibles y fachada de bloques de concreto, para cualquier altura el movimiento de tierras, tiene mayor influencia en el costo total del muro (de 46 a 51%) para el promedio de alturas diseñadas (H=4.5m a H=11.25m).

Vásquez (2014). En sus tesis “Evaluación de los muros de contención con concreto armado y suelo reforzado (Terramesh), en la carretera San Marcos – Cajabamba”. Tesis para obtener el título de Ingeniería Civil en la Universidad Nacional de Cajamarca, cuyo objetivo fue estudiar los muros de concreto armado y suelo reforzado (terramesh) en la carretera San Marcos - Cajabamba. La mencionada investigación de tipo descriptiva no experimental, empleó la metodología que se basó en identificar el uso de los muros de considerando: tipo de suelo, esfuerzo admisible y altura de talud, así mismo se cuantificaron los resultados de cuál es el más competente según su tiempo y costo en el proceso de ejecución de una obra, tanto para muros con concreto armado como con suelo reforzado (Terramesh) en la carretera San Marcos - Cajabamba. Cuyos resultados más relevantes fueron que del total de muros de concreto armado: el 20% han sido construidos en suelos GM, el 60% CL, y el y 20% ML y de los muros de suelo reforzados (terramesh): el 80% ha sido construidos en suelos GM y el 20% ML, además la diferencia de esfuerzos actuantes varían desde 38.3% hasta 42.0% en muros de 2 metros hasta 8 metros de altura, mientras que el tiempo de realización de los muros de concreto armado eran de 120 días con respecto al muro de suelo reforzado (terramesh) con 40 días tomando en cuenta los rendimientos para un muro de la misma altura y función. La conclusión más relevante fue que el muro de suelo reforzado (terramesh), es la mejor opción de muro de contención, ya que se puede sustituir a un muro de concreto armado, mediante la economización de su costo y menor tiempo de trabajo.

Urteaga (2017). en su tesis “Estabilización de talud con sistema Erdox en los taludes de carreteras”. Tesis para obtener el título de Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, cuyo objetivo fue diferenciar los mejores rendimientos y costos que se logran al trabajar este tipo de sistema de contención de taludes. La mencionada investigación de tipo explicativa, empleó la metodología que consistió en recopilar la bibliografía del sistema ErdoX por parte de la empresa Betonform LA, se obtuvo información del proyecto carretera interoceánica sur, para posteriormente desarrollar y analizar la comparación de costos y rendimientos de ese sistema de contención de taludes. Cuyos resultados más relevantes fueron que para el sistema Terramesh se calculó un costo total de \$ 309 898. 57 con una duración estimada de 83 días, en cuanto al sistema de muro de concreto armado se obtuvo un costo de \$ 153 281.95 con una estimación de 71 días de duración y con respecto al sistema ErdoX se alcanzó un costo

total de \$ 93 635.66 con tiempo de ejecución de 26 días. Las conclusiones más relevantes fueron que para la mayoría de los casos de inestabilidad de taludes es más eficiente el uso del sistema ErdoX debido a su bajo impacto ambiental, y social, sus características sismorresistentes debido al mono-anclaje, además de obtener un menor costo y mejores rendimientos.

1.1.2. Antecedentes internacionales

Vera (2004). en sus tesis “Muros de retención de suelos con sistema de tierra armada” Memoria para obtener el título de Ingeniero constructor en la Universidad Austral de Chile, cuya finalidad de la investigación fue realizar una comparación técnico - económica entre los muros de tierra armada y muros tradicionales con estructuras de concreto armado. La mencionada investigación de tipo explicativa, empleó la metodología que se basa en explicar las características constructivas, especificaciones técnicas, además de realizar un análisis económico para comparar muros de tierra armada con muros de concreto armado tradicionales para alturas de 5, 7 y 9 metros Cuyos resultados más relevantes fueron que para las mismas condiciones de diseño, el costo total para construir muros de tierra armada para alturas de 5, 7 y 9 metros fueron de 12 236 004, 19 197 450 y 26 902 931 respectivamente, mientras que en muros de concreto armado los costos ascendieron a 16 659 742, 28 127 325 y 46 645 732. La conclusión más importante fue que las características de la tierra armada resultan más ventajosa a los tradicionales muros de concreto armado, debido a la ventaja económica, la practicidad de la técnica constructiva.

Jara (2008). en su tesis “Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria”. Tesis para obtener el título de Doctor en Ingeniería de Caminos, canales y puertos en la Universidad Politécnica de Madrid, cuyo objetivo fue analizar la aplicación de los elementos compuestos para el diseño y construcción de estructuras de contención de tierras, a ser utilizadas en obras de infraestructura viaria. La mencionada investigación de tipo explicativa, empleó la metodología que inicialmente se enfocó en un marco conceptual de las estructuras rígidas de contención, luego se identificó el material compuesto adecuado, posteriormente se determinó el rozamiento en la interfaz material compuesto – suelo para el diseño de una estructura de

contención, se modeló la estructura en función al material compuesto para proponer un modelo con la posibilidad de evaluar su comportamiento real, con respecto al resultado de la operación de las armaduras de soporte se pudo concluir que, el empleo de materiales compuestos con alta rugosidad obtendremos valores de N (número de armaduras por área tributaria) muy parecidos a los obtenidos con armaduras de acero con resaltes, principalmente cuando se emplean en contacto con arena tosquiza. Siendo un trabajo muy positivo, tomando en cuenta que los materiales compuestos no muestran problemas de corrosión como el acero, tiene una mayor resistencia a la tracción, lo que facilitara emplear suelos con contenidos de finos superiores a los recomendados en las normativas y manuales de diseño.

Soto (2009). en su tesis “Aplicación de geosintéticos a terraplenes”. Tesis para obtener el título de Master en ingeniería Civil – Construcción en la Universidad Nacional Autónoma de México, cuyo objetivo fue difundir y promover los geosintéticos así como su aplicación y beneficios a través de una descripción técnica y concreta. La mencionada investigación de tipo explicativa, empleó la metodología que consistía en una revisión bibliográfica de las características técnicas y procedimiento de construcción, para posteriormente evaluar un caso de aplicación sobre una estabilización de terraplén sobre suelo arcilloso extremadamente suave para el proyecto “Beiheith Military Road”. Cuyos resultados más relevantes fueron que el diseño permitía asentamientos durante la fase de construcción para asegurar estabilidad en la vida útil de la ejecución de la obra, ya que debido a la baja capacidad portante del suelo de cimentación no permitía la aplicación de geotextiles no tejidos, empleando alrededor de un total de 400 000 m² de geomalla. Las conclusiones más importantes fueron que mediante la aplicación de geomallas bi-orientadas al diseño bajo las condiciones desfavorables presentadas permitió mejorar la capacidad de carga de la sub-base, reducir el espesor necesario de material de préstamo, optimizar el tiempo de construcción y disminución de costos.

1.2. Teorías relacionadas al tema

1.2.1. Evaluación del diseño de muros de suelo reforzado

En la actualidad, se ha hecho más notoria la aplicabilidad de sistema de muros de suelo reforzado o también denominados muros de suelo mecánicamente estabilizado y taludes. El origen de este sistema se desarrolló por primera vez en 1981, donde se desarrolló el primer muro de suelo reforzado con geomallas.

Al respecto (Pinedo, 2012, p.5) menciona que:

“El sistema tierra armada propuesto por Vidal tuvo un crecimiento muy favorable, conllevando a que compañías importantes como el Laboratoire des Pont Et Chaussées (LCPC) en Francia y el United Kingdom Department of Transport en los Estados Unidos desarrollaran investigación impulsando al perfeccionamiento del uso la fomentación del concepto de este sistema que se apoya de los geosintéticos”.

Es de conocimiento básico que, en la amplia ingeniería de la construcción, existen varias tipologías de muros de contención de tierras que son posibles diseñar y construir, Jara (2008, p.19) indica que los muros de contención se dividen en tres tipologías:

a) Muros convencionales o tradicionales

Son aquellos denominados rígidos, cuya característica principal es que sufren movimientos de giro y traslación debido a empujes de tierra. Entre ellos se encuentran:

- Los muros de gravedad cuya aplicación es de altura menores a 8 metros y su efecto estabilizados se deben a su propio peso.
- Los muros de gaviones, los cuales son formados principalmente por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, los cuales deben ser rellenos con grava.
- Los muros de escolleta, estos están compuestos por bloques pétreos, obtenidos usualmente por voladura con formas semiprismáticas, y de superficie rugosa. Cuya aplicación principal es en taludes.
- Los muros ménsula y con contrafuerte, también denominados cantiléver o en voladizo, constituidos por una losa o zapata y una pantalla casi siempre vertical y de

espesor reducido, se caracterizan por constituirse de concreto armado, e inclusive se consideran uñas para mejorar su resistencia al deslizamiento.

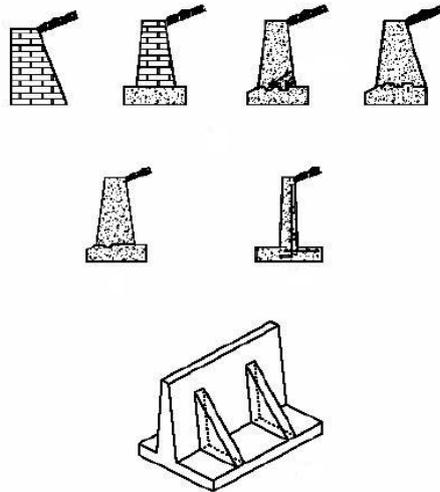


Figura 02. Tipologías de muros convencionales

Fuente: Jara, 2008

b) Muros prefabricados

c) Los muros denominados prefabricados, generalmente son inadecuados para los requerimientos de estabilidad y deformación en su cimentación, aquellos que son de hormigón son elaborados parcialmente por un proceso industrial mecanizado. Se rigen bajo el siguiente esquema.

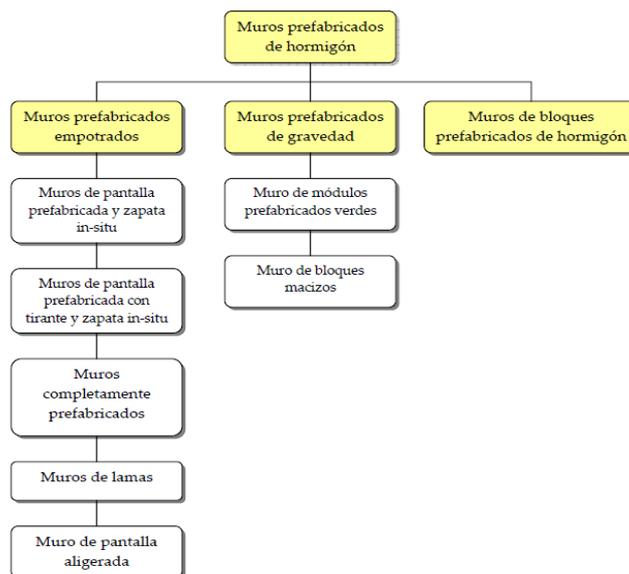


Figura 03. Grupos de muros prefabricados

Fuente: Jara, 2008

Entre este tipo de muros se encuentran:

- Muros prefabricados empotrados, conformado por un elemento nervado, continuo o discontinuo, pretensado o postensado y que necesariamente es empotrado en la base, cuya altura máxima de aplicación es de 16 metros.
- Muros prefabricados de gravedad, formado por componentes prefabricados de concreto cuya estabilidad es debido a su peso propio, la altura máxima de aplicación es de 20 a 24 metros.
- Muros prefabricados de concreto, son aquellos conformados por una superposición de bloques abiertos y que se unen mediante un mortero a base de cemento, su aplicación se limita a un máximo de 3 metros de altura.

d) Muros mecánicamente estabilizados

La idea fue desarrollada por el Ingeniero Francés Henri Vidal en los años 60, esta tecnología es básicamente la estabilización mecánica de un terraplén por medio de tiras metálicas, estas tiras son unidas en su extremo a un muro de revestimiento, este último tiene la función de prevenir el escape del relleno, la configuración estructural se muestra en la figura.

A partir de esta tecnología, se ha desarrollado sistema de muro mecánicamente estabilizados empleando mallas metálicas (armadura inextensible) y materiales poliméricos como geotextiles y geomallas (armadura extensible), considerando el concreto prefabricado para el revestimiento en la mayoría de las veces que se aplican.

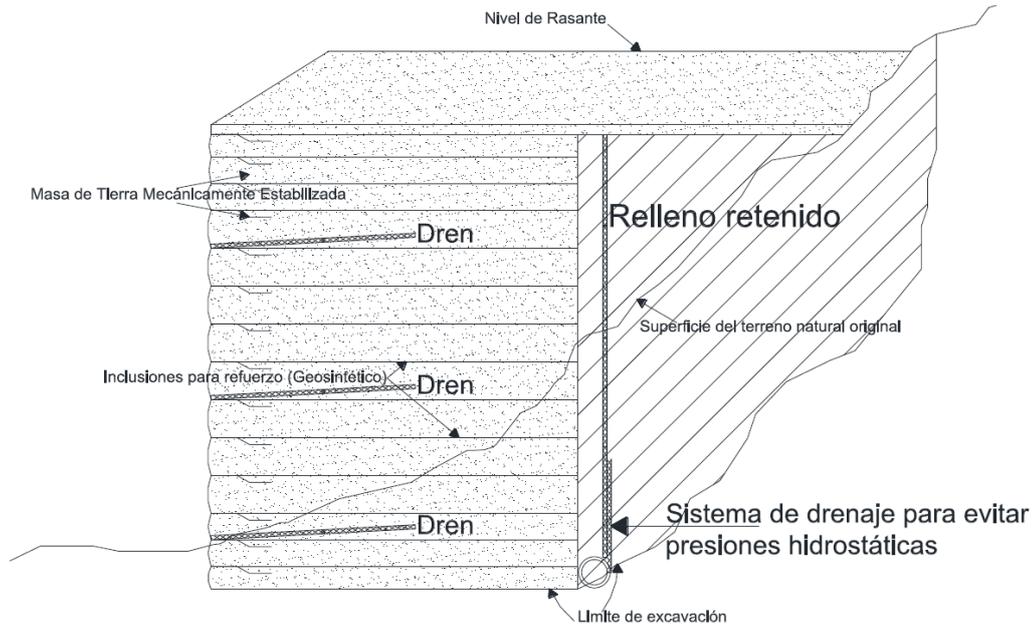


Figura 04. Sección transversal típica de un muro de suelo reforzado

Fuente: Garnica, 2013, p.3

Garnica et al (2013, p.6) menciona algunas de ventajas más importantes del uso de muros de suelo reforzado o mecánicamente estabilizado:

- Uso simplificado en los procesos constructivos, puesto que no requiere de equipamiento especial en construcciones de larga duración.
- No requiere mano de obra calificada.
- Requiere menos trabajos previos para su ejecución a comparación de los sistemas convencionales de construcción.
- Minimiza la adquisición de derecho de vía.
- No necesita rigidez, puesto que la base de apoyo es inflexible; esto debido a que los muros toleran las deformaciones.
- Son más económicos.

1.2.1.1. Elementos del muro de suelo reforzado

Los modelos de elementos de refuerzo se clasifican de acuerdo a su extensibilidad y a su geometría.

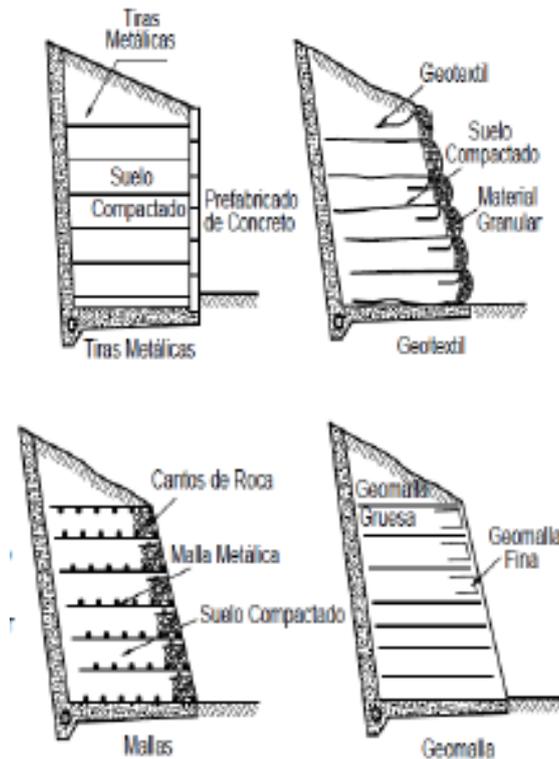


Figura 05. Tipos de refuerzo para muros de suelo reforzado

Fuente: (Suarez, 1996) citado por (Pinedo, 2012)

a) De acuerdo a su **extensibilidad** del elemento de refuerzo:

- Inextensibles, cuando la deformación del refuerzo es menor a la deformación del suelo durante la falla, se consideran las tiras de acero como refuerzos inextensibles.
- Extensibles, cuando la deformación de refuerzo es igual o mayor a la deformación del suelo. Las geomallas, geotextiles, mallas de acero tejidas se consideran refuerzos extensibles.

b) Mientras que según su **geometría** del refuerzo:

- Unidireccional simple, cuando se emplea tiras o cintas de acero lisa, siendo texturadas o cubiertas por geosintéticos.
- Unidireccional compuesta, constituida por mallas de acero, con longitud de aberturas mayor a 150mm.
- Bi-direccional plana, constituida por tiras seguidas de mallas geosintéticas, mallas de acero soldado y/o tejido, con longitud de aberturas menor a 150mm.

c) Por otro lado, según el **material** de refuerzo, pueden ser:

- Refuerzos metálicos, son aquellos cuyo refuerzo principalmente es acero galvanizado, además se compone de paneles de concreto prefabricado, siendo posible refuerzo con flejes metálicos y con mallas metálicas, la ventaja más importante de este tipo de reforzamiento es que el muro adquiere más rigidez y la principal desventaja es que el material de relleno a considerar debe tener ciertas propiedades de tal forma nos perjudica para el material de refuerzo.
- Refuerzos de geosintéticos, son aquellos muros mecánicamente estabilizados cuyo refuerzo son polímeros flexibles (geosintéticos), estos también se componen de paneles prefabricados de concreto. En este caso la variedad de refuerzo con geosintéticos pueden ser con geotextiles de polipropileno o de poliéster, geomalla de polietileno de alta densidad (HDPE), geomalla de poliéster cubierto con PVC. La principal ventaja de este tipo de refuerzos es que son de fácil aplicación, sin embargo, la desventaja es que conforme pasa el tiempo las capas puede volverse superficies de debilidad para deslizamientos

1.2.1.2. Mecanismo de transferencia

La transferencia de la tensión entre el material de relleno y el elemento de refuerzo presenta distintos mecanismos de transferencia.

- Fricción, este se desarrolla en aquellas zonas donde es desplazamiento es inexistente entre el material de relleno y la superficie del refuerzo. Los elementos que dan este tipo de mecanismo son los flejes de acero, mallas soldadas de acero y el geotextil.

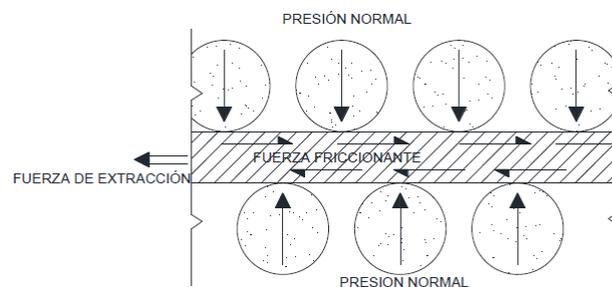


Figura 06. Transferencia del esfuerzo friccional entre suelo y superficie de refuerzo

Fuente: Garnica, 2013, p.21

- Durabilidad pasiva o trabazón, es una rareza que se origina por la capacidad de soportar tensiones en la superficie de refuerzo transversal normal a la dirección del movimiento, es considerada la principal manera de interacción entre el material de relleno y la malla de acero o geomalla. Este mecanismo dependerá directamente de nivel de rugosidad de la superficie del elemento de refuerzo.

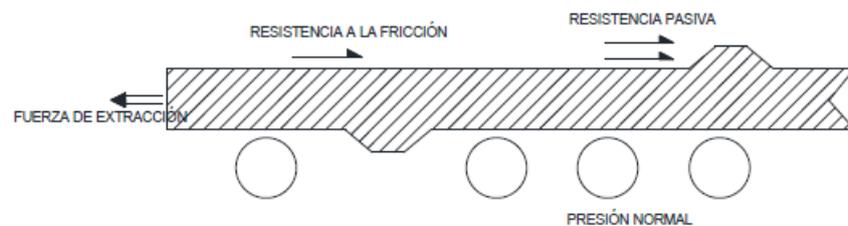


Figura 07. Resistencia pasiva entre suelo y superficie de refuerzo

Fuente: Garnica, 2013, p.21

a) Tipo de acción del refuerzo

Debido a que el elemento de refuerzo funciona primordialmente para reducir las deformaciones del material de relleno, los esfuerzos son transmitidos hacia estos, el modo de acción de refuerzo puede ser:

Garnica agrega que *“La función primordial de los refuerzos es aguantar la deformación de los suelos; de tal manera que, los esfuerzos son transferidos hacia el suelo que ha sido reforzado”*. Estos son conducidos por los refuerzos en dos direcciones, pudiendo ser: en tensión o en cortante y flexión.

- Tensión, es el tipo de acción más usual de los refuerzos longitudinales
- Corte y Rigidez Torsional, es una acción propia de los refuerzos transversales que tengan rigidez alguna.

b) Características geométricas del refuerzo

En cuanto a las características geométricas del refuerzo, influirán dependiendo del tipo de extensibilidad del refuerzo.

En el caso de los flejes y mallas de acero, se determinan por el tipo de sección transversal, el perímetro, espesor y distancia entre centro y centro de capa de refuerzo.

Y en el caso de los geotextiles y geomallas se caracterizan principalmente por la fuerza de tracción por unidad de ancho en capa de geosintético y para ello se mide mediante el ratio de cobertura (R_c) que se expresa mediante la siguiente ecuación

$$— \quad (1)$$

Donde:

B: Ancho bruto del elemento de aguante a emplear

S_h : Distancia entre centro y centro de elemento de aguante colocado de manera horizontal

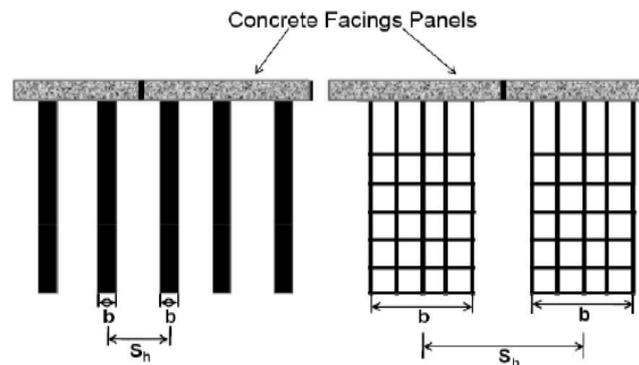


Figura 08. Cobertura de elementos de refuerzo

Fuente: Pinedo, 2012

El ratio de cobertura (R_c) será igual a 1 solo cuando los elementos de refuerzo son continuos.

c) Interacción del suelo reforzado

La interacción del suelo reforzado comprende un enfoque normalizado, el cual consta de lo siguiente:

- Evaluación de Pullout

Capacidad de tracción, es la firmeza que opone cada elemento de aguante al arrancamiento o “pullout”, debiendo ser capaz de soportar la fuerza de tracción bajo un margen de seguridad moderado.

Movimiento admisible, este parámetro debe resultar ser mayor que el movimiento relativo entre el elemento de refuerzo y el material de relleno ocasionado por las fuerzas de tracción.

Evaluación de la máxima tensión, este parámetro debe dar un margen de garantía para ser mayor que la fuerza crítica que pueda ocasionar el arrancamiento de elemento de refuerzo.

- Evaluación de la tensión máxima

En general para el sistema de muro de suelo reforzado se considera la zona de máxima tensión en el inicio de la parte posterior de los elementos de fachada en la base de muro.

Para sistemas con elementos extensibles cuya inclinación de fachada sea menor a 10° con respecto al sentido vertical, la zona de máxima tensión se determinará con el método de Rankine.

Por otro lado, el caso con elementos reforzados cuya inclinación sea igual o mayor a 10° más respecto al sentido vertical, la zona de máxima tensión se deberá determinar mediante el método de Coulomb.

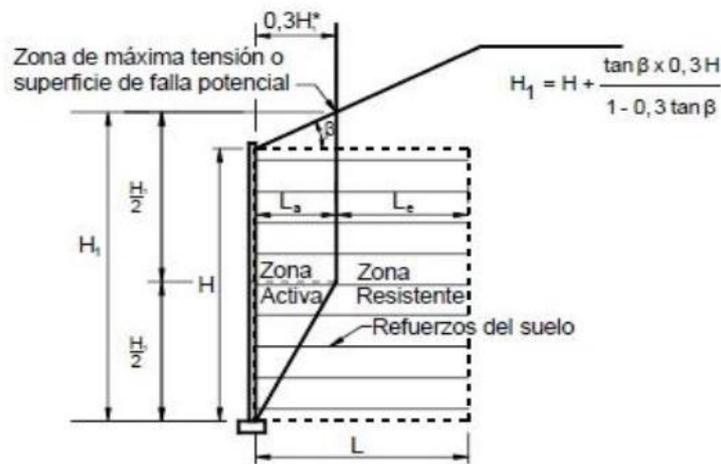


Figura 09. Ubicación de zona máxima de tensión para elementos de refuerzo inextensible

Fuente: Pinedo, 2012

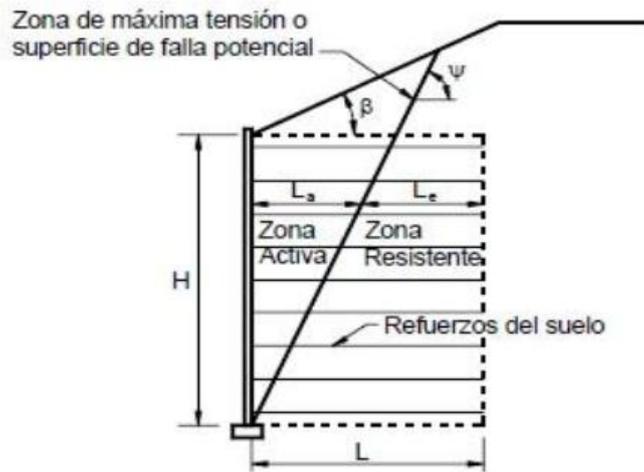


Figura 10. Ubicación de zona máxima de tensión para elementos de refuerzo extensible

Fuente: Pinedo, 2012

1.2.1.3. Consideraciones en el diseño muro de suelo reforzado

a) Estudio de suelo

Es importante conocer funciones del suelo de fundación donde se ubicarán los muros de suelo reforzado proyectados, esto conlleva determinar los parámetros de resistencia al corte, estos son: peso específico (γ), ángulo de fricción interna (ϕ), cohesión (c).

Además, es necesario conocer los mismos parámetros anteriormente mencionados para los rellenos reforzados y rellenos retenidos.

El relleno que vaya ser reforzado debe ser un material granular, el ángulo de fricción máximo debe ser de 34° , salvo condiciones especiales, para lo cual se debe de tener en cuenta que el ángulo de fricción de ninguna manera debe ser mayor de 40° . Se debe tener en cuenta que al usar material granular no cohesivo como relleno reforzado, la cohesión se supone igual a cero. (Artículo 11.10.6.2 - AASHTO, 2007).

En el caso de los suelos de fundación, si en caso no se disponga de datos específicos, el ángulo de fricción máximo asumido es 30° , mientras que para el relleno retenido se puede considerar 30° . Se debe de tener en cuenta que estos valores asumidos solo deben servir para predimensionamiento. (Artículo 11.10.5.3 - AASHTO, 2007).

(Geomatrix, 2017) recomienda que el material de relleno, debe ser un material granular con una proporción que pase la malla 200 menor al 20%, que cuente con un índice de plasticidad (IP) menor al 12% y que dicho material se compacte al 98% del proctor.

b) Subdrenaje

En cuanto al subdrenaje es necesario considerar elementos de drenaje tanto horizontales como verticales, con el fin de mitigar aguas producidas por escorrentías o infiltración, ya que en las metodologías de diseño se considera una condición seca.

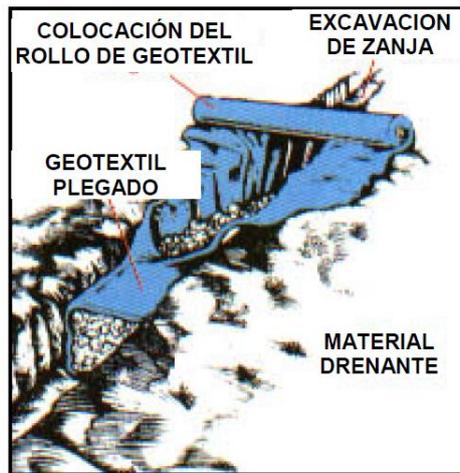


Figura 11. Instalación de drenaje para muro de suelo reforzado

Fuente: Soto, 2009, p.29

c) Tipo de geosintético

En cuanto al tipo de geosintético es posible emplear geotextiles (GT), geomallas (GG), geomembranas (GM), geosintéticos con capa de arcilla (GCL) y geocompuesto (GC).

En lo posible se debe emplear geomallas, debido a que presenta una mejor interacción con el material granular de conformación y de refuerzo (Geomatrix, 2017).

d) Resistencia de diseño

Es importante agregar que las resistencias últimas de las geomallas que se indican en las hojas técnicas de las distintas marcas del mercado, son resistencias obtenidas en ensayos bajo condiciones controladas, por lo que es importante considerar los factores de

reducción que hacen referencia a los daños de instalación, durabilidad y efectos del creep, con el fin de obtener la resistencia de diseño.

Para la resistencia de diseño o resistencia permisible la ecuación se define:

$$\text{---} \quad (2)$$

FS: Factor de seguridad

T_{PERM}: Resistencia permisible o de diseño.

T_{REQ}: Resistencia requerida (diseño de la condición particular).

$$\text{---} \quad (3)$$

T_{ULT}: Resistencia ultima obtenida del ensayo estándar de muestra ancha (indicada en hoja técnica).

FR_{DI}: Factor de reducción por daño de instalación.

FR_{CR}: Factor de reducción para evitar deformación por creep.

FR_{DQB}: Factor de reducción por degradación química – biológica.

Entre los factores de reducción, se muestran los valores para los casos de aplicación en geotextiles, según el tipo de condición.

Tabla 1.1. Factores de reducción para condiciones de aplicación

Area de aplicación	FR _{DI}	FR _{CR}	FR _{DQB}
Camino pavimentados	1.2 – 1.5	1.5 – 2.5	1.1 – 1.7
Camino no pavimentados	1.1 – 1.6	1.5 – 2.5	1.0 – 1.6
Terraplenes y plataformas	1.1 – 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.5
Taludes	1.1 – 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.5
Muros	1.1 – 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.5
Cimentaciones	1.2 – 1.5	2.0 – 3.0	1.1 – 1.6
Recubrimientos	1.1 – 1.4	1.5 – 2.5	1.1 – 1.5

Fuente: Cersa, 2018

e) Análisis de estabilidad

El diseño de muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles se puede realizar siguiendo la metodología LFRD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN). Esta consiste básicamente en evaluar la estabilidad externa e interna en todos los estados límites de resistencia, mientras que la estabilidad global y el movimiento vertical o lateral de la fachada se evalúan en los estados límite de servicio.

(Curiel y Fortez, 2007, p.5) establecen que “*la estabilidad externa se verifica de la misma manera que un muro de gravedad. Se comprueban las condiciones de seguridad al descenso, vuelco, contenido de carga de la fundación y falla global*”.

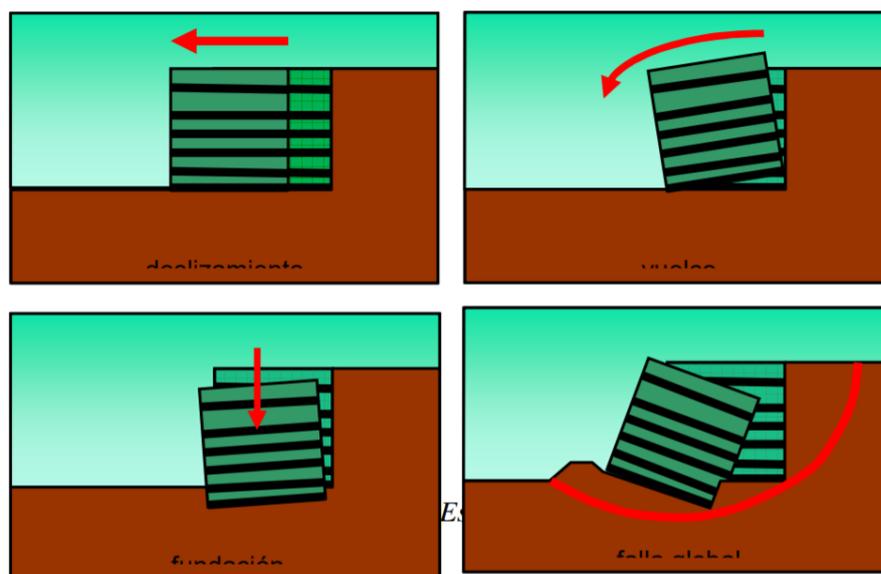


Figura 12. Estabilidad externa en un muro de suelo reforzado

Fuente: Curiel y Fortez, 2007, p.5

La estabilidad interna se analiza para determinar el espaciamiento, la longitud y la distancia de traslape del geosintético.

Para obtener la separación de capas del geosintético, se asume presiones del suelo lineales (condiciones de presión activa de Rankine para el relleno y condiciones de reposo para sobre-carga). Aplicando la teoría elástica de Boussinesq en la carga viva (Cersa, 2018).

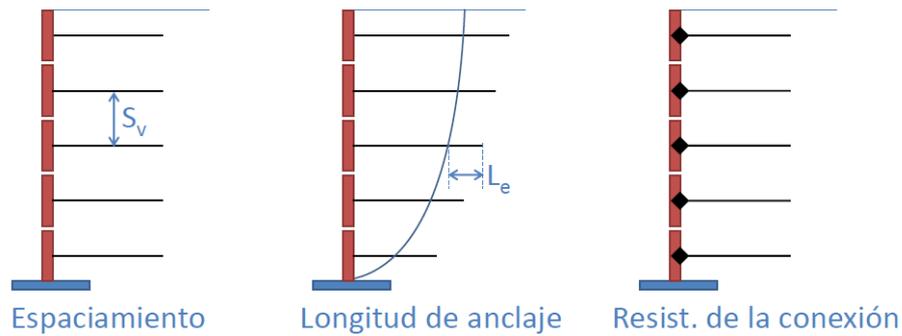


Figura 13 Estabilidad interna en un muro de suelo reforzado

Fuente: Cersa, 2018

Ahora bien, los factores de seguridad recomendados por la FHWA, para muros de suelo reforzado con elementos extensibles (geosintéticos), se muestra en la tabla.

Tabla 1.2. Factores de seguridad para condiciones de aplicación

Criterio	Factores de seguridad
Estabilidad Externa	
Deslizamiento de la base	> 1.5
Excentricidad en la base	L/6 en suelo y L/4 en roca
Capacidad portante	> 2.5
Estabilidad por asentamientos	> 1.3
Estabilidad bajo sismos	>> 75% de los F.S estáticos en todos los criterios de falla mencionados anteriormente
Estabilidad Interna	
Resistencia al Pullout	> 1.5
Estabilidad interna para muros	> 1.3

Fuente: Cersa, 2018

1.2.2. Aplicación de geomallas como estabilizador

(Soto, 2009, p.14) define “los geosintéticos son elementos sintéticos planares resistentes, que cuando se integra al suelo interactúa con este formando un sistema aumentando la capacidad y menor deformabilidad”.

Las geomallas son geosintético que consiste de juegos de costillas paralelas conectadas, con aberturas se considerable tamaño para permitir la trabazón del suelo, piedra u otro material geotécnico circundante.

a) Funciones

Entre sus principales usos se encuentran:

- Refuerzo de fundaciones
- Refuerzo de pavimentos
- Mejoramiento de subrasante
- Rellenos reforzados
- Estabilidad de taludes
- Estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos

b) Clasificación

De acuerdo a la dirección del refuerzo pueden ser uni-axial, bi-axial o tri-axial

Geomallas Uni - axiales o Mono – orientadas

En el caso de las uniaxiales o unidireccionales son recomendables la aplicación en:

- Construcción de muros de contención, retención y sostenimiento.
- Barreras verdes fotoprotectoras.
- Ampliación de la cresta de una pendiente.

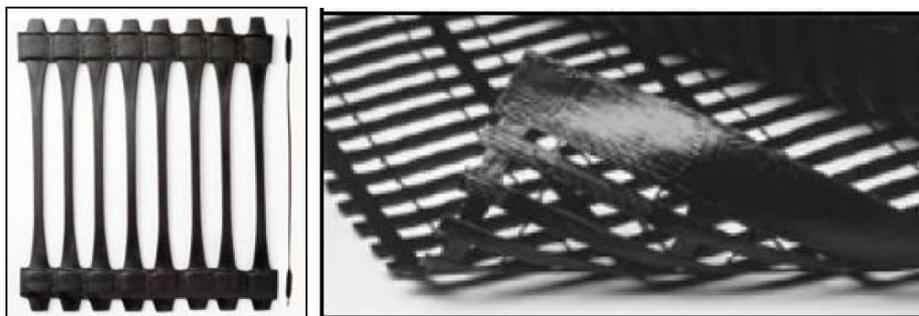


Figura 14. Geomallas uni axial o mono orientada

Fuente: Soto, 2009, p.17

Geomallas Bi - axiales

Por otro lado, las geomallas bi-axiales son de aplicación para los siguientes casos:

- Para estabilización de suelos blandos.
- Aumento en la capacidad para cimentaciones superficiales.
- Refuerzo de capas granulares en terraplenes y pavimentos.

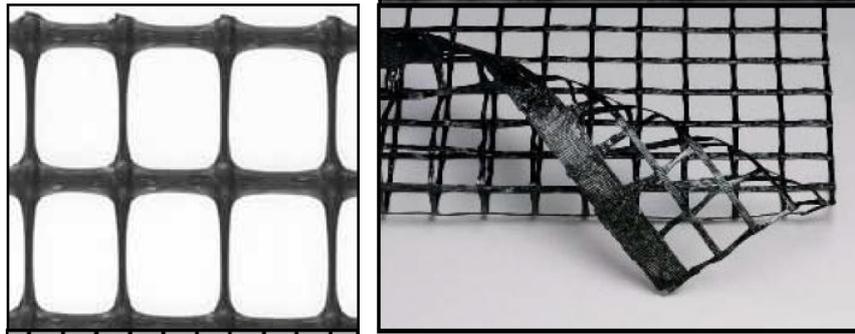


Figura 15. Geomallas bi axial o bi orientada

Fuente: Soto, 2009, p.18

Geomallas Tri - axiales

(Almendarez et al, 2017) define:

“Es una geomalla con propiedades multidireccionales, se caracteriza por su geometría triangular, siendo una forma que permite brindar mayor rigidez en el plano, además permitiendo que diferentes tipos de tamaños de partículas de agregados, se traben en las aperturas de este tipo de geomallas” (p.3).

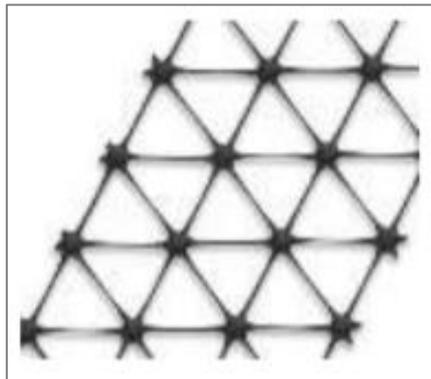


Figura 16. Geomallas bi axial o multiaxial

Fuente: (Cajigas, 2007) citado por (Novoa, 2017, p.16)

Las principales aplicaciones de las geomallas triaxiales son:

- Contención lateral para las bases granulares de pavimentos
- Mejoramiento de la capacidad portante de suelos blandos

1.2.2.1. Propiedades mecánicas

a) Resistencia a la tensión simple (unión y costilla)

Consiste en someter una costilla de la geomalla a una tensión mediante una maquina a una velocidad constante de deformación, la cual se encuentra normada por el método de ensayo ASTM D6637, la resistencia se ha estimado para los distintos tipos de geomallas, obteniendo los siguientes valores:

Tabla 1.3. Eficiencia de geomallas en tensión simple según tipo de nudo

Tipo	Eficiencia nudo/costilla
Extruidas	90 – 100%
Unidas o soldadas	40 – 70%
Tejidas revestidas	10 – 25%

Fuente: Cersa, 2018

b) Resistencia a la tensión de muestra ancha

Se rige bajo los métodos de ensayo ASTM D6637 aplicada también a costillas simples, los principales datos de evaluación son el ancho del espécimen, la longitud, mecanismo de anclaje, velocidad de deformación, método de medición. Además de la ISO 10319.

La información obtenida de este ensayo es la resistencia de rotura (Kn/m), deformación en la rotura (%), resistencia a la tensión a diferentes deformaciones antes de la rotura con esfuerzos (Kn/m) a 1, 2, hasta 5% de deformación.



Figura 17. Ensayo de resistencia la rotura en geomalla
Fuente: Cersa, 2018

c) Resistencia al corte

Es un ensayo de comportamiento que se obtiene del ensayo de corte directo aplicado a suelos, donde la geomalla es fijada a un bloque y forzada a deslizarse sobre un suelo estacionario en una caja de corte, mientras se somete a esfuerzos normales, de acuerdo a distintas magnitudes de esfuerzos normales se grafica la envolvente de falla (Mohr – Coulumb).

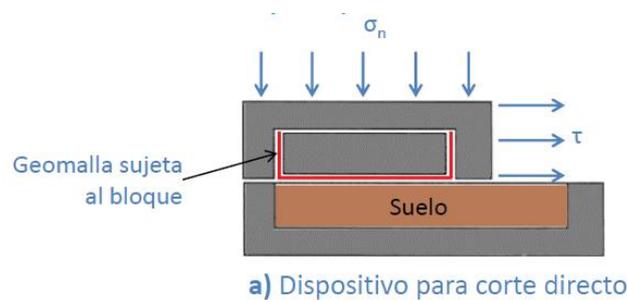


Figura 18. Esquema de ensayo de corte directo a suelo con geomalla

Fuente: Cersa, 2018

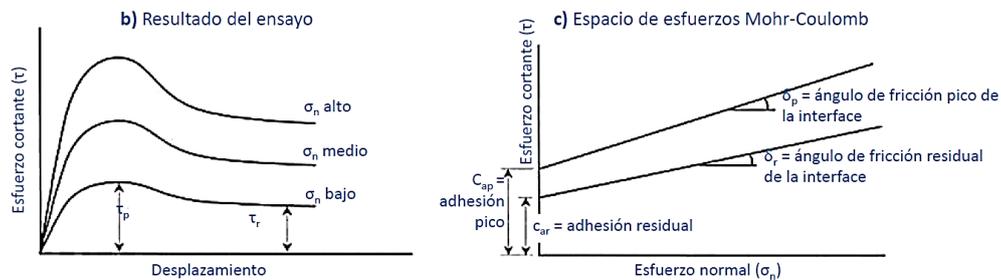


Figura 19. Diagrama de esfuerzo cortante vs desplazamiento y esfuerzo normal del ensayo de corte directo a suelos con geomallas

Fuente: Cersa, 2018

A efectos de comparación sobre la respuesta entre geomalla-suelo y suelo – suelo, es posible obtener las eficiencias de las resistencias al corte en términos de cohesión y ángulo de fricción del suelo:

———— (4)

— (5)

Donde:

Eficiencia de fricción

E_c : Eficiencia de la cohesión

δ : Angulo de fricción suelo - geomalla

φ : Angulo de fricción suelo – suelo

c : Cohesión suelo - suelo

En el caso de los suelos con partículas suficientemente pequeñas como para caber en las aberturas de la geomalla, esta será transmitida por la misma geomalla. En ese caso para una adecuada transferencia de esfuerzo cortante se debe cumplir:

(6)

Donde:

B_{GG} : abertura más pequeña de la geomalla.

D_{50} : tamaño de partícula promedio del suelo de relleno.

d) Resistencia de anclaje al suelo

Es una propiedad intrínseca de la geomalla, que supera de lejos a la resistencia al corte directo, este comportamiento mecánico se debe a la trabazón del suelo de un lado al otro de la geomalla. Por lo que las partículas deben ser lo suficientemente pequeñas para permitir dicha penetración por dichas aberturas.



Figura 20. Trabazón de suelos en geomalla uniaxial

Fuente: Cersa, 2018



Figura 21. Trabazón de suelos en geomalla biaxial

Fuente: Cersa, 2018

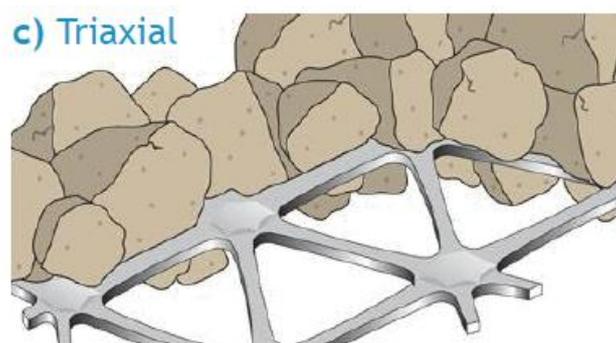


Figura 22. Trabazón de suelos en geomalla triaxial

Fuente: Cersa, 2018

La resistencia de anclaje (A) es la resultante de 3 mecanismos de funcionamiento

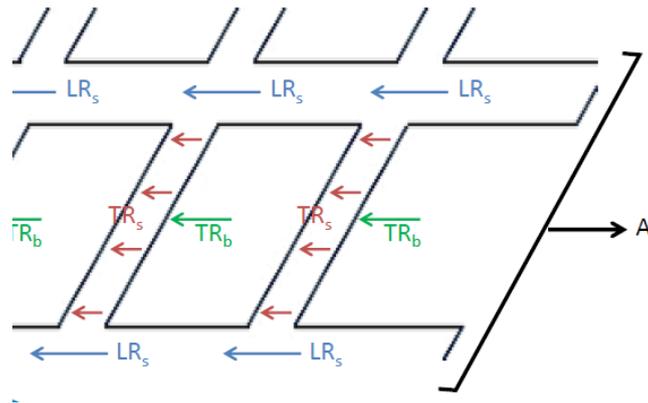


Figura 23. Mecanismo de funcionamiento de anclaje

Fuente: Cersa, 2018

Donde:

LR_s : Resistencia al corte en las costillas longitudinales

TR_s : Resistencia al corte en las costillas transversales

TR_b : Resistencia de carga en las costillas transversales

Además, la ecuación empírica que determina el coeficiente de interacción C_i es:

(7)

Donde:

A: Capacidad de anclaje por unidad de ancho (Kn/m)

C_i : Coeficiente de interacción (específico para cada tipo de suelo)

L_e : Longitud de empotramiento de la geomalla (m)

σ'_n : Esfuerzo normal efectivo en la geomalla (kPa)

ϕ' : Ángulo de fricción efectivo del suelo (para suelo – suelo)

Tomando en cuenta que dicha ecuación podría modificarse en caso de suelo cohesivos, omitiendo la cohesión para obtener un diseño conservador.

e) Resistencia de anclaje de conexión a muros

Cuando las geomallas son empleadas en muros de suelo reforzado, el lado frontal se termina con un panel de revestimiento (conexión mecánica) o un bloque modular / revestimiento de alambre soldado (conexión por fricción y/o mecánica).

Es posible evaluar la resistencia de la conexión de la geomalla al revestimiento de la pared bajo el método de ensayo ASTM D663, el cual se enfoca en bloques modulares de concreto

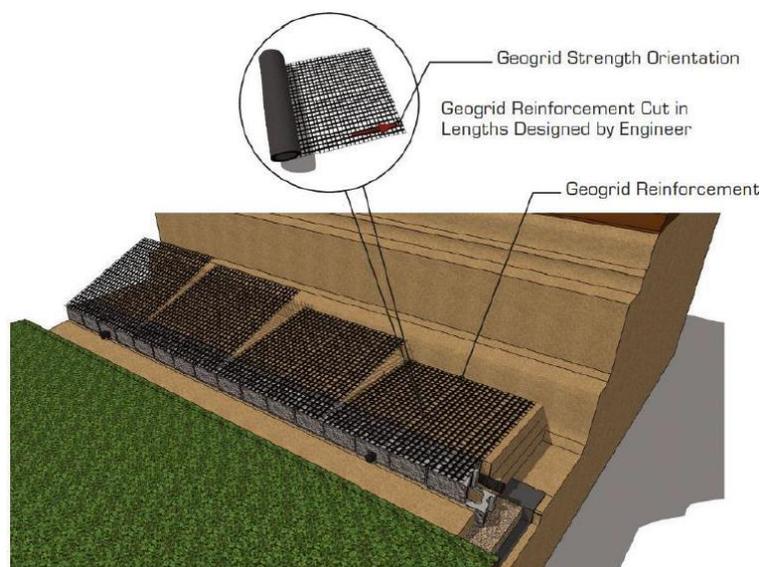


Figura 24. Mecanismo de anclaje de conexión a muros

Fuente: Cersa, 2018

La falla puede ocasionarse de distintas maneras, desde fallas en las geomallas y las uniones, hasta el deslizamiento de la geomalla o la falla del muro de bloques. La prueba expone el modo de falla y la resistencia última de la totalidad del sistema de anclaje. Por lo tanto, los ensayos deben efectuarse con los materiales a utilizarse en construcción de la pared real.

f) Rigidez torsional

En este método de ensayo, una muestra de geomalla sin soporte es ajustado en sus cuatro lados en una caja orientada horizontalmente, Su nudo central es entonces

sujetado por un dispositivo de torque, el cual aplica un momento a la estructura de la geomalla y a la vez mide la rotación resultante.

La curva de rotación angular vs momento es el valor deseado de la rigidez torsional de la geomalla en mm-kg/°.

1.2.2.2. Propiedades físicas

a) Masa por unidad de área

Usualmente se enmarca entre 200 a 1000 g/m²

b) Porcentaje de área abierta

El porcentaje de área abierta se encuentra entre 40 a 95%

c) Gravedad específica

Este valor se obtiene dependiendo del polímero de fabricación

Tabla 1.4. Gravedad específica según tipo de geomalla

Tipo	Material	Ensayo	Ge
Extruidas	HDPE o PP	ASTM D792 o D1505	<1
Unidas o soldadas	PET o PVA	ASTM D792 o D1505	>1
Tejidas revestidas	-		

Fuente: Cersa, 2018

d) Rigidez flexional (Rf)

Esta propiedad es de interés para la construcción, está determinado por el método de ensayo ASTM D138, donde se desliza una muestra sobre un plano inclinado a 41.5° con respecto a la horizontal. Cuando esta geomalla se curva y toca la superficie del plano inclinado, se mide la distancia y se relaciona con la masa por unidad de área.



Figura 25. Esquema de ensayo de rigidez flexional

Fuente: Cersa, 2018

–

(8)

Tabla 1.5. Rigidez flexional según tipo de geomalla

Tipo	Rf
Extruidas	>> 1000 g-cm
Unidas o soldadas	>> 1000 g-cm
Tejidas revestidas	< 1000 g-cm

Fuente: Cersa, 2018

En cuanto a otras propiedades, es posible medirlas directamente, así como el tipo de estructura, dimensiones de la costilla, tipo de unión, tamaño de abertura y espesor.

1.2.2.3. Durabilidad y degradación

a) Daños de instalación

Como todo geosintético, la instalación de este requiere un grado considerable de cuidado y planificación. Tomando en cuenta que los equipos de construcción en mal estado y las maquinarias pesadas pueden dañar las características del suelo, también existen otros factores como la caída de objetos, impacto de suelo grueso, etc.

(Cersa, 2018) menciona que “en algunos estudios se han encontrado reducciones de resistencia de hasta el 30% de las características iniciales de la geomalla”.

b) Comportamiento de fluencia (creep) por tensión

Se refiere a la deformación debido a cargas constantes o sostenidas, usualmente denominadas tensión creep. Este fenómeno depende de la estructura molecular del polímero que compone la geomalla, nivel de esfuerzo, tiempo, temperatura y otros factores. El ensayo de creep se encuentra establecido en la norma ASTM D5262 e ISO 13431.

c) Consideraciones de degradación

Es importante también considerar los siguientes efectos:

- Temperatura, en caso de ser muy altas estas incrementarán el creep donde se requerirán pruebas de condiciones real de campo.
- Oxidación, normada por la ASTM D794 en caso de oxidaciones altas, determinando el ensayo específico.
- Hidrólisis, pH bajo afecta a poliamidas, mientras que el pH alto afecta básicamente al poliéster.
- Químicos
- Resistencia UV
- Otros

1.3. Formulación del problema

Problema general

¿De qué manera influirá económicamente la aplicación de muros de suelo reforzado con respecto al tradicional muro de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?

Problemas específicos

- ¿De qué manera se limita la resistencia a la tracción y la longitud de anclaje en las geomallas de refuerzo de acuerdo el diseño de muro de suelo reforzado en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?
- ¿Cómo es la variación de esfuerzos admisibles y actuantes en el terreno de fundación para los muros de suelo reforzado y de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?

- ¿En qué sistema de muro de contención resultará menor tiempo de ejecución según sus respectivos rendimientos, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?

1.4. Justificación del estudio

Por el beneficio

El empleo de muros de suelo mecánicamente estabilizado en base a geomallas como material principal, ha evidenciado ser una alternativa práctica y económica para un óptimo diseño en sistemas de contención en vías, siendo posible disminuir los tiempos de ejecución y siendo una propuesta menos costosa.

La aplicación de materiales compuestos como los geotextiles no solo se caracteriza como contención, sino que, además, entre las propiedades que estas presentan se pueden agregar las de refuerzo, infiltración, drenaje, separación, agregando que su fabricación demanda un alto control de calidad, inclusive algunos de estos tipos de geomallas pueden ser reciclados, favoreciendo a la disminución del impacto ambiental en nuestro medio ambiente.

Por el resultado

Se espera que los resultados obtenidos en esta investigación sean una alternativa sólida para proponer la utilización de geomallas para el diseño de una estructura de contención en las vías alternas de la carretera central en el distrito de Santa Rosa de Quives – Canta.

Por la viabilidad

La viabilidad del presente estudio se consolida con los objetivos que se proponen en el punto 1.7.

Se vio oportuno realizar un análisis comparativo entre los principales sistemas de contención para salvaguardar vías importantes, debido a la necesidad y al uso de este tipo de vías principales. Se ha seleccionado este tipo de material (geomallas) debido a que, aún es muy frecuente encontrar proyectos con sistemas de contención tradicionales como muros de contención de concreto armado, de concreto ciclópeo, etc.

La presente investigación busca seleccionar un método conveniente según la situación que se presente, cumpliendo la función estructural de contención principalmente, tratando de disminuir la incidencia del costo y optimizando la practicidad de la ejecución.

1.5. Hipótesis

Hipótesis general

La aplicación del sistema de muro de suelo reforzado con geomallas resulta ser más económico que el tradicional muro de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.

Hipótesis específicas

- Las geomallas de refuerzo se limitan sustancialmente por los factores de reducción e incrementan su longitud de anclaje conforme aumenta la altura de diseño del muro de suelo reforzado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.
- Los esfuerzos admisibles resultan mayores que los esfuerzos actuantes en el terreno de fundación, siendo los esfuerzos actuantes del muro de suelo reforzado superiores que los obtenidos del muro de concreto armado, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.
- El método constructivo para el sistema de muro de suelo reforzado con geomalla se ejecuta en menor tiempo respecto al tradicional muro de contención, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.

1.6. Objetivos

Objetivo general

Determinar la aplicabilidad del muro de suelo reforzado con geomallas mediante una comparación económica con respecto al tradicional muro de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.

Objetivo específicos

- Identificar el comportamiento de la geomalla como elemento de refuerzo extensible en el sistema de muro de suelo reforzado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.
- Evaluar la incidencia de los esfuerzos actuantes obtenidos del diseño del muro de suelo reforzado y el muro de concreto armado, en el terreno de fundación, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.
- Establecer el tiempo de ejecución mediante los rendimientos del proceso constructivo en el muro de suelo reforzado con respecto al tradicional muro de contención en cuanto a costos de ejecución, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.

II. MÉTODO

2.1 Tipo y diseño de investigación

2.1.1 Método

El método que se empleó en esta investigación, fue el método científico, el cual *“es un procedimiento definido por la ciencia sistematizado con el fin de obtener los resultados mediante el cual se pueda manejar, combinar y utilizar. De tal manera que se puede comprobar si la hipótesis merece rango de ley”* (Ruiz, 2007, p.2).

Bajo este concepto en esta investigación se aplicará el *“método científico cuantitativo”*.

2.1.2 Tipos de estudio

Es aplicada, ya que según Valderrama *“el tipo de investigación aplicada refiere a inmediatos resultados, enfocándose en el perfeccionamiento de los elementos de estudio implicados en el proceso de la investigación”* (2013, p. 165).

Como consecuencia, la presente investigación se considera *“aplicativa”* al intervenir de manera positiva en la localidad de estudio.

2.1.3 Nivel

La investigación constituye una investigación explicativa. Como mencionan Hernández et al respecto al nivel explicativo:

[...]Van más allá de la explicación de conceptos o fenómenos o del establecimiento de manera que se pueda asociar conceptos; ya que están direccionados a argumentar al principio de los eventos físicos o sociales, apunta a explicar el porqué de un fenómeno bajo condiciones dadas, además de por qué se relacionan dos variables (2013, p.126)

Bajo esta definición la presente investigación se considera *“explicativa”* al mencionar y detallar las características estructurales mediante el diseño de un muro de suelo reforzado con el uso de geomallas.

2.1.4 Diseño

El diseño que se empleó en la presente investigación fue no experimental, de corte transversal y aplicado.

Fue no experimental debido a que no se ha manipulado a ninguna de las variables, dicho bajo la mención de Kerlinger “*la investigación no experimental se establece en observar los fenómenos tal y como hallan en su contexto natural, para luego analizarlos*” (1988, p. 333).

Es transversal, ya que se ha reunido y analizado datos en varias mediciones en el transcurso de la investigación, entonces bajo esta definición, se reitera que la presente investigación se aplicará el diseño “*no experimental y de corte transversal*”.

2.2 Operacionalización de las variables

La matriz de Operacionalización se muestra describe las variables dependiente e independiente (**Ver Anexo 01**)

2.3 Población, muestra y muestreo

2.3.1 Población

(Hernández et. al, 2003), se refiere a la población como “*el conjunto de todos los casos que coinciden con determinadas características*” (p.174). Estas se refieren por sus características de contenido, lugar y tiempo.

De acuerdo a lo mencionado, la población está conformada por el tramo de la red vial nacional desde la progresiva km 44+500 hasta la progresiva Km 45+300, en las vías alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.

2.3.2. Muestra

Respecto a la muestra, indican que “es un conjunto de objetos y sujetos oportunos de una población a saber que una parte de la población, es definida como un conjunto de elementos que tienen las mismas características” (Hernández et al, 2003, p.175).

Para efectos de la investigación se trabajará el subtramo desde la progresiva km 44+800 hasta la progresiva Km 44+950, en las vías alternas en la Carretera Central

Santa Rosa de Quives – Canta 2019. Esta única muestra se estableció mediante un muestreo no probabilístico de selección intencional, al ser el tramo más afectado y se considera necesario un sistema de contención.

2.3.3. Muestreo

2.3.3.1 Tipo

La muestra se determina mediante un muestreo no probabilístico, según (Parra, 2003), sostiene que “*el muestreo No Probabilístico, refiere a procedimientos de elección de muestras de donde influyen distintos parámetros*” (p.25)

(Lopez, 2008) indica que “*el muestreo de Selección intencional se caracteriza por un esfuerzo intencionado de conseguir muestras simbólicas con la inclusión en la muestra de asociaciones típicas*” (p.4).

De acuerdo a lo mencionado el presente estudio se usa el muestro ***no probabilístico intencional***

2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnicas de investigación

A juicio de (Arias, 2006), las técnicas de investigación, son “*las diversas maneras, formas o procedimientos utilizados por el investigador para recopilar u obtener información*” (p. 307).

Para el presente estudio se utilizó:

a. Fuentes Primarias:

La observación directa, Se basó en el uso ordenado mediante los sentidos durante la recopilación de la información requerida para desarrollar el problema del estudio.

Normas técnicas, como parte del procesamiento de la información era necesario considerar criterios normativos, entre los que se consideraron:

b. Fuentes secundarias:

- Las fichas bibliográficas, se usaron para definir los datos con referencia a los libros que se utilizaron a través del proceso de la investigación.
- Se emplearon tesis, que tenían directa relación con el objeto de estudio. Estas tesis constituyen los antecedentes cuya importancia es cuantificar y entender el problema en estudio a través de sus teorías y conclusiones que se tuvieron en cuenta en la discusión de los resultados.
- Las revistas físicas y virtuales, se emplearon con la intención de conseguir más información para aumentar el cuerpo del marco teórico.

2.4.1.1 Técnica

Con respecto a la técnica de observación directa, se aplica *“a través del investigador se pone en contacto con el fenómeno o hecho que trata de investigar”* (Díaz, 2011, p.8).

En la presente investigación se aplicará la técnica de **observación** con la aplicación de un instrumento, ya que se registrará la información requerida sin alterar ni manipular las variables.

2.4.2 Instrumento

Respecto al instrumento de recolección de datos (Sabino, 1996, p.149) indica que es *“Cualquier recurso que pueda utilizar el investigador para acercarse a los fenómenos y obtener la información necesaria para la investigación”*.

2.4.2.1 Tipo de instrumento

El instrumento empleado en la presente investigación consiste en una ficha de recolección de datos cuantitativos (**Ver Anexo 03**).

2.4.3 Validez

“La validez es el grado en que un instrumento evalúa la variable que se busca medir” (Hernández et al, 2003, p. 204).

Es por ello que para determinar el nivel de validez del instrumento que se usó para la investigación fue sometida a juicio de expertos, donde serán evaluados por tres Ingenieros Civiles expertos.

2.4.3.1 Análisis de validez

En cuanto al análisis de validez al cual fue sometido el instrumento de acuerdo al juicio de los tres ingenieros expertos, donde cada uno de los expertos valoró con un puntaje de 0 ó 1 en cada uno de las dimensiones consideradas en el mencionado, finalmente obteniendo un promedio de 0.76.

Las revisiones de los expertos de manera individual (**Ver Anexos 04, 05 y 06**), mientras que para el cálculo del valor de validez se realizó un promedio aritmético.

De acuerdo a (Oseda, 2011) se establece los siguientes parámetros de validez, como se indica el **Tabla 2.1**

TABLA 2.1 NIVELES DE VALIDEZ SEGÚN OSEDA

Rango	Validez
0.53 a menos	Nula
0.54 a 0.59	Baja
0.60 a 0.65	Válida
0.66 a 0.71	Muy Válida
0.72 a 0.99	Excelente
1.00	Perfecta

Fuente: Oseda, 2011

Por lo tanto, el instrumento se considera de excelente validez.

2.4.4. Confiabilidad

Con respecto a la confiabilidad sostiene que “La confiabilidad es el grado en el cual una medición contiene errores variables, [...] además se puede definir la confiabilidad como la razón de las varianzas de la puntuación verdadera con la puntuación verdadera con la puntuación observada” (Namakforoosh, 2005, p. 229)

Es por ello que la determinación de la confiabilidad del instrumento de la presente investigación no se aplicará el análisis de confiabilidad.

2.5 Procedimiento

En primer lugar, se recopiló información correspondiente a las secciones de la vía correspondiente a los tramos 01 (Km 44+800 – Km 44+850) y tramos 02 (Km 44+850 – Km 44+850 – Km 44+950) como la geometría de la vía, talud, etc. Además, se realizó una calicata in situ, como respectiva muestra del terreno de fundación para determinar sus propiedades con los ensayos de laboratorio.

Luego, con los datos obtenidos de los ensayos, la geometría y las cargas se realizó el predimensionamiento y diseño de los muros de suelo reforzado considerando como principal elemento de refuerzo extensible geomalla uniaxial debido a su principal función de sostenimiento, de la misma manera se realizó el diseño de los muros de concreto armado, obteniéndose estructuras de 2.30m y 2.80m de altura.

Se analizó el comportamiento del principal material de refuerzo (geomalla uniaxial) en cuanto a su longitud de anclaje y resistencia disponible obtenida del diseño del MSR para las alturas de 2.30m y 2.80m de altura.

Se calculó la carga admisible del terreno considerando un factor de seguridad de 3.0, mientras que para los muros de contención de ambos tipos se determinó los esfuerzos actuantes en función a sus condiciones de gravedad.

A continuación, se desarrolló una estimación del tiempo de ejecución por metro lineal y de manera global de acuerdo a los rendimientos de las partidas de ejecución, los cálculos se muestran en cuadros y gráficos de Microsoft Excel.

Finalmente, se determinó un análisis económico en diagramas, mostrando los costos de construcción por metro lineal y de manera global a lo largo de todo el tramo, considerando los análisis de precios unitario obtenidos de tesis nacionales, con los precios actuales a la fecha de Julio de 2019 para los principales materiales e insumos considerados en dichos análisis de precios unitarios.

2.6 Método de análisis de datos

La presente investigación se desarrollará bajo la secuencia del flujograma mostrado.

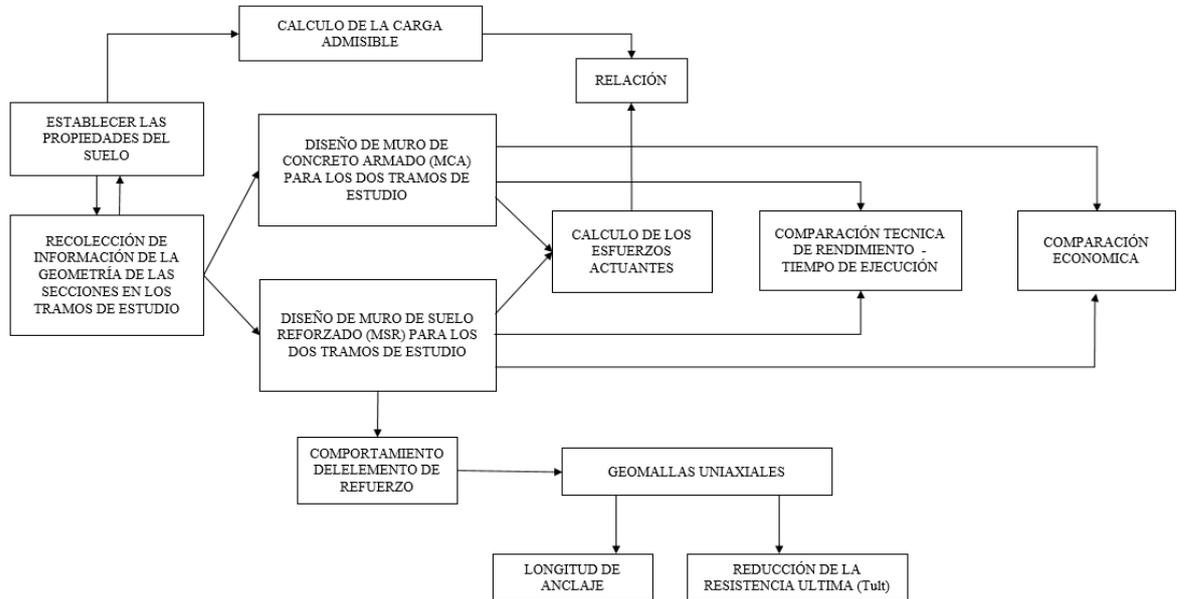


Figura 2.1. Diagrama de flujo de análisis de datos

Fuente: Cersa, 2018

Fuente: Elaboración propia

2.7 Aspectos éticos

Por cuestiones éticas en la presente investigación se tendrá en cuenta la veracidad de resultados indicados; Por consiguiente, se respeta la propiedad intelectual de las fuentes de información que sirven como complemento a la estructura del proyecto mediante citas bibliográficas. Asimismo, los datos brindados por laboratorio son verídicos y únicos y pueden ser usados solo para fines académicos.

III. RESULTADOS

3.1. Descripción de la zona de estudio

El objeto de estudio se ubica en un tramo de la red vial nacional ubicada en el distrito de Santa Rosa de Quives, perteneciente a la ruta nacional PE20A, dicha vía se encuentra asfaltada y en paralelo se encuentra el río chillón, el tramo se ubica a media ladera, los aspectos geométricos de la vía se complementan con los datos recogidos de campo.



FIGURA 3.1 GEOREFERENCIACIÓN DEL PUENTE CANYAR

Fuente: Elaboración propia en Google Earth

Su ubicación geográfica específica es:

Región: Lima

Departamento: Lima

Provincia: Canta

Distrito: Santa Rosa de Quives

Ruta: PE20A

Tramo: Km 44+800 – Km 44+950

3.2. Recopilación de Información

3.2.1. Trabajo de campo

La información recopilada se realizó mediante las fichas de recopilación de datos, obteniendo la información principal como es la topografía del terreno y la geometría las secciones del tramo de estudio (**Ver anexo #**).

3.2.1.1. Condiciones actuales de tramo de la vía

Se sintetizó datos de la ficha como plataforma, ancho de vía, sección de cunetas, talud de corte, talud de terraplén, estado físico de talud de terraplén, tipo de suelo.



FIGURA 3.2 VISTA FRONTAL DE LA VÍA EN SANTA ROSA DE QUIVES

Fuente: Propia



FIGURA 3.3 EXCAVACIÓN PARA CALICATA EN TRAMO DE ESTUDIO

Fuente: Propia



FIGURA 3.4 VISTA SUPERIOR DE TRAMO DE VÍA EN SANTA ROSA DE QUIVES

Fuente: Propia

3.2.2. Ensayo de laboratorio

Para la presente investigación se realizó ensayos en el laboratorio de suelos de la empresa ARICAGEOS SOILS & CONCRETE, con la finalidad de obtener los datos necesarios para clasificar el tipo de suelo, y obtener el reconocimiento geotécnico del suelo de estudio.

3.2.2.1. Ensayos de acuerdo a norma ASTM

Se realizó el análisis granulométrico por tamizado (AASHTO T-27, ASTM D-6913), Límites de Atterberg (AASHTO T-89, ASTM D-4318), contenido de humedad (ASTM D-2216), peso específico (AASHTO T-85), absorción del agregado grueso (ASTM C127), ensayo de proctor (ASTM D-698 / D-1557) y ensayo de corte directo (ASTM D-3080) como se muestran adjuntos (**Ver Anexos 08, 09 y 10**).

Se tomó una muestra inalterada representativa del suelo del sitio para realizar el ensayo de clasificación e identificación del suelo.

a. Calicata N°1

Se extrajo una muestra a 3.00m de profundidad desde el nivel de la rasante de la vía correspondiente al talud de terraplén.

Se describe el resumen de los resultados obtenido de los ensayos:

- Análisis granulométrico por tamizado - AASHTO T-27, ASTM D-6913

Se determinó como clasificación del tipo de suelo

AASHTO: A-1-b (0)

SUCS: SW - SM

- Límites de Atterberg – AASTHO T-89, ASTM D-4318

Se obtuvieron los límites de consistencia:

Límite Líquido: NP%

Límite Plástico: NP%

Índice de Plástico: NP%

- Contenido de humedad – ASTM D2216

Se determinó el contenido de humedad representativo

- Peso específico - AASHTO T-85

γ : 2.548 gr/cm³

- Absorción del agregado grueso - ASTM C127

Absorción: 1.5%

- Ensayo de Proctor ASTM D-698, D-1557

Máxima Densidad Seca: 2.054 gr/cm³

Optimo Contenido de Humedad: 8.32%

- Ensayo de corte directo (ASTMD -3080)

Cohesión (c): 0.00 tn/m²

Angulo de fricción (ϕ): 32.2°

3.3. Procesado de información recopilada

3.3.1. Diseño del muro de suelo reforzado

3.3.1.1. Datos de diseño

Se emplearán los siguientes datos de entrada para el diseño

Fs – po = Factor mínimo de seguridad sísmica contra la retirada

Fs – po = 1.50

Fs – dd = Factor mínimo de seguridad contra el deslizamiento directo

Fs – dd = 1.50

e / L = Relación de excentricidad máxima permitida en cada nivel de refuerzo

e / L = 0.1667

Fs - Comp.est = Factor mínimo de seguridad contra la componente estática

Fs - Comp.est = 1.30

Fs - Comp.sism = Factor mínimo de seguridad contra la componente sísmica

Fs - Comp.sism = 1.10

Le = Longitud mínima para retirada

Le = 1.00m

L / H = Longitud mínima normalizada de cada capa

L / H = 0.70, si L= 1.61m

L = Longitud mínima total de cada capa

L = 1.80m.

Factor de seguridad mínimo con respecto a la capacidad de carga última = 2.50

Nc = 30.14

Ny = 22.40

Peso específico

= Angulo de fricción interno

K_a int = Coeficiente de estabilidad interna

K_a ext = Coeficiente de estabilidad externa

ω = Inclinación del plano de deslizamiento interno

A = Coeficiente máximo de aceleración del suelo

Kh = Coeficiente de aceleración de estabilidad interna

Kh_d = Coeficiente de aceleración de estabilidad externa

Fss = Factor de seguridad sísmica

F* = Factor de fricción suelo-geomalla

3.3.1.2. Diseño de muro en tramo Km 44+800 – Km 44+850

Se identificaron los componentes del suelo y datos de sismicidad

TABLA 3.1 COMPONENTES DEL SUELO DE DISEÑO

	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPA)
Suelo reforzado	16.5	34	
Suelo relleno	18	30	
Suelo de fundación	18	30	0

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

TABLA 3.2 COMPONENTES DE SISMICIDAD

Sismicidad	
A	0.25
Kh	0.30
K_d	0.30
Kae (Kh>0) :	0.5693
Kae (Kh=0) :	0.3333
Δ Kae:	0.2360

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

TABLA 3.3 COMPONENTES DE FRICCIÓN

Coeficiente de fricción	
Ka int	0.2827
Ka ext	0.3333
ω	62°

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Posteriormente se establecieron los factores de excentricidad y capacidad de carga

TABLA 3.4 COMPONENTES DE FRICCIÓN

	e / L
Deslizamiento directo	0.33
Capacidad de carga	0.33

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Para efectos de determinación de la geomalla a emplear se identifican los valores correspondientes a una T_{ult} de 98 Kn/m.

TABLA 3.5 DATOS CORRESPONDIENTE A GEOMALLA TIPO 01

Datos	Geomalla tipo 1
T_{ult} [kN / m]	98
Factor de reducción de la durabilidad, la RFD	1.05
Factor de reducción de daños instalación, RFID	1.1
Factor de reducción de la fluencia, RFC	2
FS-general en la fuerza	1
Tasa de cobertura (R_c)	1
ángulo de fricción a lo largo de la interfaz de geomalla-suelo	21.33
factor de resistencia al arrancamiento, F^*	$0.80 \cdot \tan\phi$
factor de corrección de escala-efecto, α	0.80

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Se obtiene el diagrama (**Ver figura N°3.5**) que muestra el comportamiento del coeficiente de empuje lateral con respecto a la profundidad (**Ver tabla N°3.6**)

TABLA 3.6 PROFUNDIDAD VS COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL

Z (m)	K / K_a
0	1
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

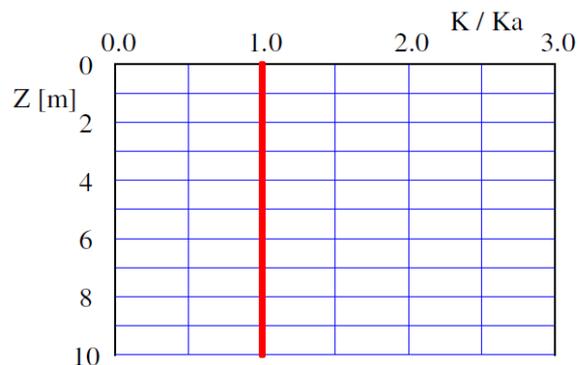


FIGURA 3.5 DIAGRAMA DE RELACIÓN ENTRE PROFUNDIDAD VS COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Por otro lado, el comportamiento de la conexión debido a la fricción entre el elemento de pantalla o revestimiento (bloques de concreto considerado para efectos de esta investigación), donde se considera como peso específico del concreto 24 kN/m^3 , se aprecia en la **Tabla 3.7** y la **Figura 3.6**.

TABLA 3.6 PROFUNDIDAD ENTRE ALTURA DE DISEÑO VS FRICCIÓN DE ELEMENTO DE PANTALLA

Z / Hd	To estático / Tmax o To-sísmico / Tmd
0	1
0.25	1
0.5	1
0.75	1
1	1

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

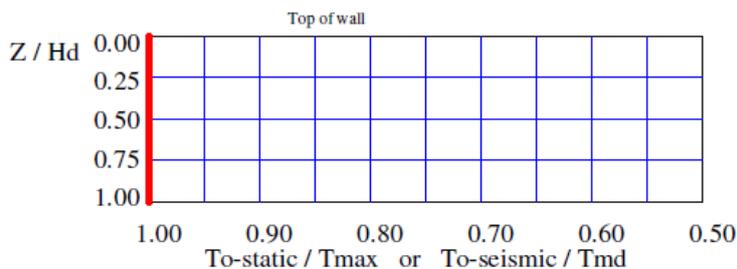


FIGURA 3.6 DIAGRAMA DE RELACIÓN DE PROFUNDIDAD ENTRE ALTURA VS FRICCIÓN DE ELEMENTO DE PANTALLA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Los esfuerzos de tensión correspondiente a la geomalla se identifican en la **Tabla 3.7**.

TABLA 3.7 LÍMITE DE TENSIÓN DE ELEMENTO DE PANTALLA VS COEFICIENTE DE ESFUERZOS ÚLTIMOS

Geomalla tipo 1	
σ	CR ult
50	1
100	1

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Donde:

σ = Limite de tensión entre bloques apilados (kPa)

CR ult = $T_c\text{-ult} / T_{ult}\text{-geomalla}$

CR cr = $T_{cre} / T_{ult}\text{-geomalla}$

Para efectos de análisis sísmico, se considera la resistencia con una reducción a 80% de su valor estático.

TABLA 3.8 INFORMACIÓN DE GEOMALLA DE DISEÑO

Datos	Geomalla
Nombre del producto	TT090RWA
Factor de reducción de la resistencia de conexión RFD	2
Factor de reducción de la fluencia, RFC	N / A
Factor general de seguridad fuerza de conexión FS	1.5

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Geometría y diseño de muro de suelo reforzado

Se consideran los siguientes datos para el muro de suelo reforzado con altura de diseño 2.30m de acuerdo a estratigrafía de muestra de suelo, profundidad enterrada 0.30m, con una carga distribuida de 20kPa/m². Los datos se aprecian en la **Tabla 3.9**.

TABLA 3.8 GEOMETRÍA PARA DISEÑO DE MURO DE SUELO REFORZADO

Datos	Geomalla
Altura de diseño (Hd)	2.30 m
Masa (ω)	0°
Pendiente (β)	0°
Aumento de pendiente	2.00 m
Carga uniformemente distribuida	20 kPa

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

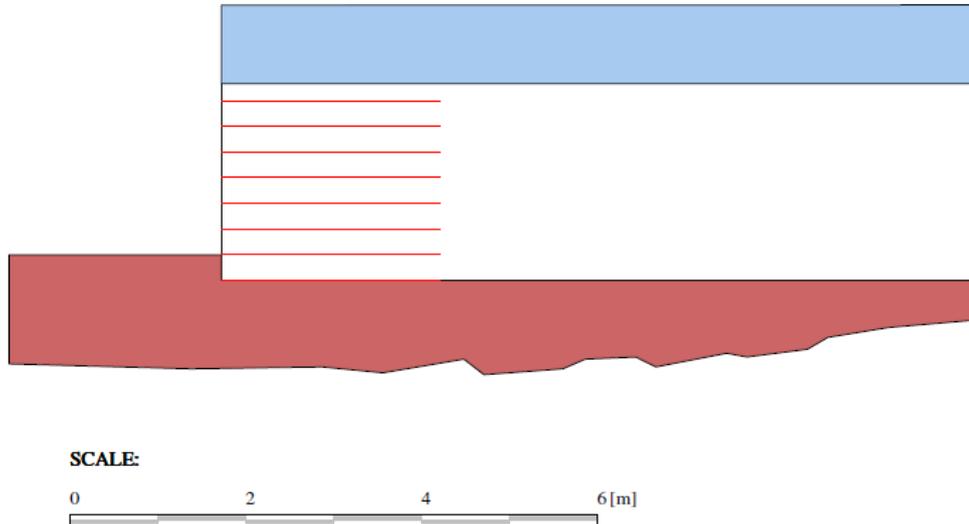


FIGURA 3.7 DISPOSICIÓN DE REFUERZO DE GEOMALLA EN GEOMETRÍA DE MURO DE SUELO REFORZADO

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

A continuación se muestran los criterios de diseño, donde el tipo de geomalla y bajo la geometría indicada, responden con la siguiente capacidad (**Ver Tabla 3.9**) donde se muestra como “ok” los resultados satisfactorios y “-“ los resultados insatisfactorios.

TABLA 3.9 CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL REFORZAMIENTO CON GEOMALLA

#	Elevación (m)	Longitud (m)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	0	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
2	0.3	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
3	0.6	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
4	0.9	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
5	1.2	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
6	1.5	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
7	1.8	2.48	ok	ok	ok	ok	ok
8	2.1	2.48	ok	-	ok	ok	ok

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Donde:

(1): Resistencia de conexión

(2): Resistencia de geomalla

(3): Resistencia al arrancamiento

(4): Deslizamiento directo

(5): Excentricidad

La capacidad portante de modelo de diseño de muro de suelo reforzado, para los casos estáticos y sísmico se muestra en la **Tabla 3.10**.

TABLA 3.10 CAPACIDAD DE CARGA DE MODELO ANALÍTICO

Datos	Estático	Sísmico
Capacidad ultima admisible (q-ult)	417 kPa	353.5 kPa
Esfuerzo Meyerhof (σ_v)	69.54 kPa	82.1 kPa
Excentricidad (e)	0.21 m	0.37 m
Excentricidad (e / L)	0.083	0.147
Fs calculado	6	4.31
Longitud de base	2.48 m	2.48 m

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

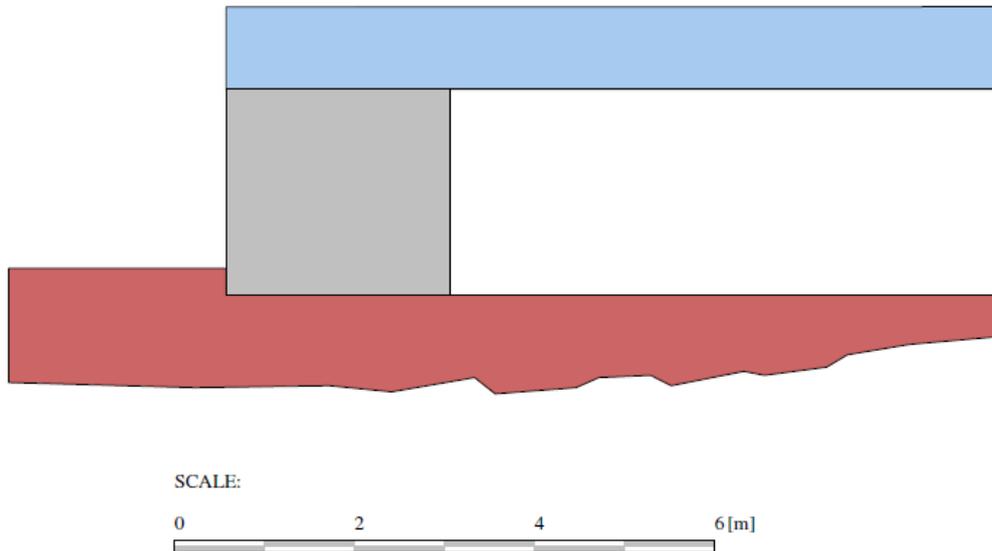


FIGURA 3.8 DISPOSICIÓN DE MODELO DE DISEÑO CON CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Verificación del diseño por deslizamiento

Para efectos de verificación del diseño por deslizamiento de modelo diseñado se considerarán los siguientes factores de seguridad.

Fs estático especificado = 1.50

Fs sísmico especificado = 1.125

Mientras entre el suelo reforzado y la superficie de cimentación, se consideran los siguientes factores:

Fs estático = 2.664

Fs sísmico = 1.66

**TABLA 3.11 CUADRO DE VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO PARA TRAMO KM
44+800 – KM 44+850**

#	Geomalla Elevación (m)	Geomalla Longitud (m)	Fs estático	Fs sísmica	Tipo geomalla #	Nombre del producto
1	0	2.48	1.802	1.126	1	TT090RWA
2	0.3	2.48	2,029	1,302	1	TT090RWA
3	0.6	2.48	2.33	1.542	1	TT090RWA
4	0.9	2.48	2.748	1.888	1	TT090RWA
5	1.2	2.48	3,376	2,428	1	TT090RWA
6	1.5	2.48	4.44	3,384	1	TT090RWA
7	1.8	2.48	6,711	5.517	1	TT090RWA
8	2.1	2.48	15.552	14.173	1	TT090RWA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Verificación de diseño por excentricidad (volteo)

En la superficie de contacto de cimentación:

$$e / L \text{ estática} = 0.0833$$

$$e / L \text{ sísmico} = 0.1471$$

Factores de seguridad a considerarse para verificación al volteo:

$$F_s \text{ estático} = 6.00$$

$$F_s \text{ sísmico} = 3.40$$

**TABLA 3.12 CUADRO DE VERIFICACIÓN POR VOLTEO PARA TRAMO KM 44+800 – KM
44+850**

#	geomalla Elevación (m)	geomalla Longitud (m)	e / L estático	e / L sísmico	Tipo geomalla #	Nombre del producto
1	0	2.48	0,0833	0,1471	1	TT090RWA
2	0.3	2.48	0,0652	0.1111	1	TT090RWA
3	0.6	2.48	0,0491	0.0801	1	TT090RWA
4	0.9	2.48	0,0349	0,0542	1	TT090RWA
5	1.2	2.48	0,0228	0,0334	1	TT090RWA
6	1.5	2.48	0,0129	0,0176	1	TT090RWA
7	1.8	2.48	0,0055	0,0068	1	TT090RWA
8	2.1	2.48	0,0010	0,0011	1	TT090RWA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Resultados de verificación por empuje

A continuación, se muestran los resultados de verificación por empuje y volteo, para modelo diseñado de muro de suelo reforzado en tramo Km 44+800 – Km 44+850. (Ver **Tabla 3.13 y 3.14**).

Tabla 3.13 Resultados de verificación por empuje en diseño de muro en tramo Km 44+800 – Km 44+850

#	geomalla Elevación (m)	T disponible (kN/m)	Tmax (kN/m)	Tmd (kN/m)	Fs min estatico especificado	Fs min estático calculado	Fs min sismico especificado	Fs min sismico calculado	Nombre del producto
1	0.00	42.40	2.40	1.10	1.00	17.64	0.75	14.30	TT090RWA
2	0.30	42.40	4.50	1.10	1.00	9438.00	0,750	8.45	TT090RWA
3	0.60	42.40	4.10	1.00	1.00	10.41	0,750	9.29	TT090RWA
4	0.90	42.40	3.70	0.90	1.00	11.61	0,750	10.33	TT090RWA
5	1.20	42.40	3.20	0.80	1.00	13.11	0,750	11.61	TT090RWA
6	1.50	42.40	2.80	0.80	1.00	15.07	0,750	13.27	TT090RWA
7	1.80	42.40	2.40	0.70	1.00	17.71	0,750	15.48	TT090RWA
8	2.10	42.40	2.30	0.60	1.00	18.73	0,750	16.48	TT090RWA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Tabla 3.14 Resultados de verificación por volteo en diseño de muro en tramo Km 44+800 – Km 44+850

#	geomalla Elevación (m)	Proporción de cobertura	Tmax (kN/m)	Tmd (kN/m)	Le (m)	La (m)	Arrancamiento estático (kN/m)	Fs estático especificado	Fs estático calculado	Arrancamiento sismico (kN/m)	Fs sismico especificado	Fs sismico calculado
1	0.00	1.00	2.41	1.12	2.48	0.00	124,3	1500.00	51.68	99.40	1.13	28.19
2	0.30	1.00	4.50	1.05	2.32	0.16	106.40	1500.00	23.66	85.10	1.13	15.34
3	0.60	1.00	4.08	0.98	2.17	0.32	89.80	1500.00	22.04	71.80	1.13	14.22
4	0.90	1.00	3.66	0.91	2.01	0.48	74.60	1500.00	20.41	59,7	1.13	13.09
5	1.20	1.00	3.24	0.83	1.85	0.64	60.80	1500.00	18.79	48.60	1.13	11.95
6	1.50	1.00	2.82	0,76	1.69	0.80	48,3	1500.00	17.17	38.70	1.13	10.81
7	1.80	1.00	2.40	0.69	1.53	0.96	37.20	1500.00	15.54	29.80	1.13	9653.00
8	2.10	1.00	2.26	0.62	1.37	1.12	27.50	1500.00	12.14	22.00	1.13	7.63

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Diseño de muro en tramo 02 (Km 44+850 – Km 44+900)

De manera análoga, se muestran los resultados de verificación por empuje y volteo, para modelo diseñado de muro de suelo reforzado en tramo Km 44+850 – Km 44+900. (Ver **Tabla 3.15 y 3.16**).

Tabla 3.15 Resultados de verificación por empuje en diseño de muro en tramo Km 44+850 – Km 44+900

#	geomalla Elevación (m)	Disponible (kN/m)	Tmax (kN/m)	Tmd (kN/m)	Fs min estatico especificado	Fs min estático calculado	Fs min sismico especificado	Fs min sismico calculado	Nombre del producto
1	0	42.4	2.8	1.5	1,000	15.4	0,750	12.191	TT090RWA
2	0.3	42.4	5.2	1.4	1,000	8.167	0,750	7.213	TT090RWA
3	0.6	42.4	4.8	1.3	1,000	8,885	0,750	7,821	TT090RWA
4	0.9	42.4	4.4	1.2	1,000	9,741	0,750	8,542	TT090RWA
5	1.2	42.4	3.9	1.1	1,000	10.78	0,750	9.41	TT090RWA
6	1.5	42.4	3.5	1.1	1,000	12.068	0,750	10.473	TT090RWA
7	1.8	42.4	3.1	1	1,000	13.704	0,750	11.808	TT090RWA
8	2.1	42.4	2.7	0.9	1,000	15.854	0,750	13.532	TT090RWA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Tabla 3.16 Resultados de verificación por volteo en diseño de muro en tramo Km 44+850 – Km 44+900

#	geomalla Elevación (m)	Proporción de cobertura	Tmax (kN/m)	Tmd (kN/m)	Le (m)	La (m)	Arrancamiento estático (kN/m)	Fs estático especificado	Fs estático calculado	Arrancamiento sísmico (kN/m)	Fs sísmico especificado	Fs sísmico calculado
1	0	1,000	2.75	1.45	3.05	0	174,1	1,500	63.192	139,3	1.125	33.12
2	0.3	1,000	5.19	1.37	2.89	0.16	152,6	1,500	29.376	122,1	1.125	18.584
3	0.6	1,000	4.78	1.3	2.73	0.32	132,5	1,500	27.754	106,0	1.125	17.457
4	0.9	1,000	4.36	1.22	2.57	0.48	113,8	1,500	26.133	91.1	1.125	16.325
5	1.2	1,000	3.94	1.15	2.41	0.64	96.5	1,500	24.512	77.2	1.125	15.186
6	1.5	1,000	3.52	1.07	2.25	0.8	80.4	1,500	22.882	64.4	1.125	14.033
7	1.8	1,000	3.1	0.99	2.09	0.96	65.8	1,500	21.261	52.7	1.125	12.873
8	2.1	1,000	2.68	0.92	1.93	1.12	52.6	1,500	19.64	42	1.125	11.697
9	2.4	1,000	3.82	0.84	1.77	1.28	40.6	1,500	10.649	32.5	1.125	6,978

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Tabla 3.17 Resultados de conexión en condiciones estáticas para diseño de muro en tramo Km 44+850 – Km 44+900

#	Geomalla Elevación (m)	Fuerza de conexión, To (kN/m)	Factor de reducción por conexión a corto plazo (CRult)	Factor de reducción por conexión a largo plazo (CRcr)	Fuerza de conexión disponible (kN/m)	Fuerza de geomalla disponible Tdisponible (kN/m)	Fs - general conexión de fuerza		Fs - general fuerza de geomalla		Nombre del producto
							Especificado	Calculado	Especificado	Calculado	
1	0	2.8	1	0.7	34.5	42.4	1.5	12.51	1	15.4	TT090RWA
2	0.3	5.2	1	0.66	32.3	42.4	1.5	6.23	1	8.17	TT090RWA
3	0.6	4.8	1	0.62	30.2	42.4	1.5	6.33	1	8.88	TT090RWA
4	0.9	4.4	1	0.55	26.8	42.4	1.5	6.16	1	9.74	TT090RWA
5	1.2	3.9	1	0.46	22.6	42.4	1.5	5.74	1	10,78	TT090RWA
6	1.5	3.5	1	0.37	18.3	42.4	1.5	5.22	1	12.07	TT090RWA
7	1.8	3.1	1	0.29	14.1	42.4	1.5	4.56	1	13.7	TT090RWA
8	2.1	2.7	1	0.2	9.9	42.4	1.5	3.69	1	15.85	TT090RWA
9	2.4	3.8	1	0.12	5.6	42.4	1.5	1.48	1	11.12	TT090RWA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

Tabla 3.18 Resultados de conexión en condiciones sísmicas para diseño de muro en tramo Km 44+850 – Km 44+900

#	Geomalla Elevación (m)	Fuerza de conexión, To (kN/m)	Factor de reducción por conexión a corto plazo (CRult)	Factor de reducción por conexión a largo plazo (CRer)	Fuerza de conexión disponible (kN/m)	Fuerza de geomalla disponible Tdisponible (kN/m)	Fs - general conexión de fuerza		Fs - general fuerza de geomalla		Nombre del producto
							Especificado	Calculado	Especificado	Calculado	
1	0	4.2	1	0.56	27.6	42.4	1.13	7.3	0.75	12.19	TT090RWA
2	0.3	6.6	1	0.53	25.9	42.4	1.13	4.24	0.75	7.21	TT090RWA
3	0.6	6.1	1	0.49	24.2	42.4	1.13	4.34	0.75	7.82	TT090RWA
4	0.9	5.6	1	0.44	21.5	42.4	1.13	4.27	0.75	8.54	TT090RWA
5	1.2	5.1	1	0.37	18.1	42.4	1.13	4.05	0.75	9.41	TT090RWA
6	1.5	4.6	1	0.3	14.7	42.4	1.13	3.75	0.75	10,47	TT090RWA
7	1.8	4.1	1	0.23	11.3	42.4	1.13	3.34	0.75	11,81	TT090RWA
8	2.1	3.6	1	0.16	7.9	42.4	1.13	2.76	0.75	13,53	TT090RWA
9	2.4	4.7	1	0.09	4.5	42.4	1.13	1.15	0.75	10,01	TT090RWA

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

3.3.1.3. Planos de diseño de muro de suelo reforzado

A continuación, se muestran los planos de diseño de muro de suelo reforzado (**Ver Anexos 19**).

3.3.2. Identificación de las condiciones de diseño del muro de suelo reforzado

De acuerdo a los diseños obtenidos en los puntos anteriores, se obtuvo las resistencias disponibles para la geomalla uniaxial como principal material de refuerzo, donde se observa que la resistencia última a la tracción, la cual es la principal propiedad del elemento se ve afectada debido a que es castigado por varios factores de reducción, siendo reducida a un 56.73% para el primer tramo con altura de diseño de 2.30m, mientras que para el siguiente tramo la reducción fue a un 56.73% cuya altura es de 2.80m. así como se muestra en la Tabla 3.19.

Tabla 3.19. Variabilidad de la resistencia a la tracción del refuerzo por cada tramo

	Tramo 01	Tramo 02
Resistencia la tracción	2.30 m	2.80 m
Tult. (kN/m)	98.00	98.00
T disp. (kN/m)	42.40	42.40
% Reducción	43.27%	43.27%
% T reducida	56.73%	56.73%

Fuente: Elaboración propia a partir de diseño en MSEW (3.0)

Por otro lado, el siguiente cuadro muestra los valores obtenidos de longitud de anclaje (L) para los dos tramos de estudio, donde la relación L/Hd se mantiene en un rango de 1.08 a 1.09, indicando así que la longitud de anclaje está directamente relacionada a la altura de diseño del MSR.

Tabla 3.20 Variabilidad de longitud de anclaje en el diseño de muro de suelo reforzado por cada tramo

Descripción	MSR	
	Tramo 01	Tramo 02
Le (m)	2.48	3.05
Hd (m)	2.30	2.80
Le / Hd	1.08	1.09

Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Evaluación de los esfuerzos en el suelo de cimentación

3.3.1. Determinación de la capacidad de carga de cimentación

Para calcular la capacidad de carga del terreno, se empleará la ecuación de (Meyerhof, 1963).

—

Donde:

c = Cohesión (tn/m²)

q = Esfuerzo efectivo a nivel de fondo de cimentación

γ = Peso específico del suelo (tn/m³)

B = Ancho de cimentación (m)

Φ = Angulo de fricción del suelo (sexagesimales)

Además:

$F_{cs} F_{qs} F_{ys}$ = Factores de forma

$F_{cd} F_{qd} F_{yd}$ = Factores de profundidad

$F_{ci} F_{qi} F_{yi}$ = Factores de inclinación de la carga

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

Calculo de la capacidad de carga

$$\Phi = 22.77^\circ$$

$$C = 0.00 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$Df = 1.00 \text{ m}$$

$$B/L = 1.00 \text{ m}$$

$$Df / B = 1.00 \leq 1$$

$$\beta = 0.00$$

$$Q = 1.80 \text{ tn/m}^2$$

Calculo de los factores de forma

Se obtiene el factor de capacidad de carga de acuerdo a la ecuación de (Reissner, 1924)

$$\begin{aligned} & \text{---} \\ & = 8.46 \end{aligned}$$

El factor de capacidad de carga según la ecuación de (Prandtl, 1921)

$$= 17.78$$

El factor de capacidad de carga de acuerdo a la ecuación de (Vesic, 1924)

$$= 7.95$$

Calculo de los factores de forma

Se obtiene el factor de forma de acuerdo a la ecuación de (De Beer, 1924)

$$\begin{aligned} & \text{---} \\ & = 1.48 \end{aligned}$$

El factor de forma según la ecuación de (Hansen, 1921)

—

Calculo de los factores de profundidad

Se obtiene los factores de profundidad de acuerdo a las ecuaciones de (Hansen, 1970)

—

1.31

—

1.25

1.00

Calculo de los factores de inclinación

Se obtiene los factores de inclinación de acuerdo a las ecuaciones de (Meyerhof, 1963)

—

1.00

—

= 1.00

Se obtiene el factor de inclinación F_{yi} de acuerdo a las ecuacion de (Hanna, 1981)

—

1.00

Empleando la ecuación de (Meyerhof, 1963) se determinó la carga de cimentación cuadrada

= 31.28 tn/m²

Entonces la carga admisible (q_{adm}) se obtiene de:

—

Donde:

$$FS = 3.0$$

$$10.43 \text{ Tn/m}^2$$

$$= 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de los esfuerzos actuantes en el suelo de cimentación

En función del área transversal y peso específico de las componentes del muro se obtuvo los esfuerzos actuantes para ambas alturas de diseño, tanto en el muro de concreto armado como se muestra en la **Tabla 3.17**, así como en el muro de suelo reforzado que se muestra en la **Tabla 3.18**, entonces los esfuerzos actuantes son menores que los esfuerzos admisibles en el terreno de fundación para el tramo de estudio Km 44+800 – Km 44+950.

Tabla 3.17 Esfuerzos actuantes en muro de concreto armado por cada tramo

Progresiva	Geometría del Muro de Concreto Armado			Area del muro	Peso del muro CA	Area de relleno	Peso del relleno	Peso total	Esfuerzo actuante
	H	L	Base zapata	Am	Pm	Ar	Pr	Pt	σ_{act}
	m	m	m	m ²	kg	m ²	kg	kg	kg/cm ²
Km 44+800 - Km 44+ 850	2.30	1.00	1.50	0.95	2280.00	1.04	1879.20	4159.20	0.28
Km 44+850 - Km 44+ 950	2.80	1.00	1.50	1.07	2568.00	1.28	2309.40	4877.40	0.33

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18 Esfuerzos actuantes en muro de suelo reforzado por cada tramo

Progresiva	Geometría del Muro de Suelo reforzado			Area del muro	Volumen unit del muro	Area de contacto	Peso del muro de suelo r.	Esfuerzo actuante
	H	L	Base	Am	Pm	Ar	Pr	σ_{act}
	m	m	m	m ²	kg	m ²	m ²	kg/cm ²
Km 44+800 - Km 44+ 850	2.30	1.00	2.48	5.70	5.70	2.48	9411.60	0.38
Km 44+850 - Km 44+ 950	2.80	1.00	3.05	8.54	8.54	3.05	14091.00	0.46

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se estimó la variabilidad porcentual de los esfuerzos actuantes entre el muro de suelo reforzado (MSR) y muro de concreto armado (MCA) como se muestra en la **Tabla 3.19**, obteniendo que para ambas alturas de diseño la variabilidad es de 26.94% a 29.62%, siendo mayor los esfuerzos actuantes en los muros de suelo reforzado como muestra también en la **Figura 3.8**.

Tabla 3.19 Esfuerzos actuantes en muro de suelo reforzado por cada tramo

H	σ_{act}		
	MSR	MCA	
m	Kg/cm2	Kg/cm2	
2.30	0.38	0.28	26.94%
2.80	0.46	0.33	29.62%

Fuente: Elaboración propia

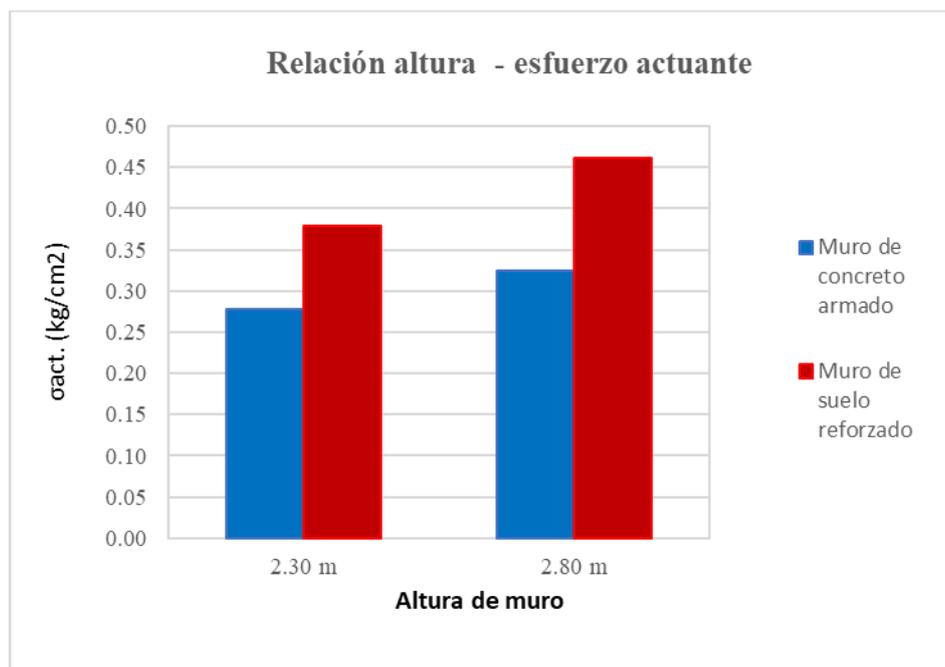


Figura 3.8. Relación altura – esfuerzo cortante en los diseños de muros

Fuente: Elaboración propia en MSEW (3.0)

3.3.4. Análisis del tiempo de ejecución y eficiencia del proceso constructivo de los muros de contención MSR y MCA

En la comparación de tiempos de ejecución, se ha considerado los rendimientos tomados de **Tabla 3.20 y 3.21**.

Tabla 3.20 Rendimientos de partidas correspondiente a la construcción del muro de suelo reforzado

Item	Descripción	Rendimiento	
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES		
1.01.00.01	Trazo y replanteo	500.00	M2 / DIA
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA		
1.02.00.01	Corte de terreno suelto y excavación de 0.60m	450.00	M3 / DIA
1.02.00.02	Relleno con material de préstamo (c/maquina)	150.00	M3 / DIA
1.02.00.03	Relleno con material granular de filtro	60.00	M3 / DIA
1.03.00	SUELO REFORZADO		
1.03.00.01	Colocación de bloques y conectores de HDPE	45.00	M2 / DIA
1.03.00.02	Instalación de geotextil no tejido	400.00	M2 / DIA
1.03.00.03	Instalación de geomalla TT090RWA	400.00	M2 / DIA
1.03.00.04	Instalación de geodren planar	400.00	M2 / DIA

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.21 Rendimientos de partidas correspondiente a la construcción del muro de concreto armado

Item	Descripción	Rendimiento	
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES		
1.01.00.01	Trazo y replanteo	500.00	M2 / DIA
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA		
1.02.00.01	Corte de terreno suelto y excavación de 0.60m	450.00	M3 / DIA
1.02.00.02	Relleno con material de préstamo (c/maquina)	150.00	M3 / DIA
1.02.00.03	Relleno con material granular de filtro	60.00	M3 / DIA
1.03.00	SUELO REFORZADO		

1.03.00.01	Colocación de bloques y conectores de HDPE	45.00	M2 / DIA
1.03.00.02	Instalación de geotextil no tejido	400.00	M2 / DIA
1.03.00.03	Instalación de geomalla TT090RWA	400.00	M2 / DIA
1.03.00.04	Instalación de geodren planar	400.00	M2 / DIA

Fuente: Elaboración propia

Se empleó el resultado de la relación entre metrado calculado y rendimiento de cada partida, para estimar el tiempo de ejecución (días) por metro lineal y por metrado total de concreto armado y suelo reforzado, según las alturas de 2.30m y 2.80m.

Tabla 3.22 Estimación del tiempo de ejecución por metro lineal en el MSR de 2.30m

Item	Descripción	Rendimiento		Metrado /ml	Duración / ml
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES				
1.01.00.01	Trazo y replanteo	500.00	M2 / DIA	4.05	0.01
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.02.00.01	Corte de terreno suelto y excavación de 0.60m	450.00	M3 / DIA	8.11	0.02
1.02.00.02	Relleno con material de prestamo (c/maquina)	150.00	M3 / DIA	8.84	0.06
1.02.00.03	Relleno con material granular de filtro	60.00	M3 / DIA	0.50	0.01
1.03.00	SUELO REFORZADO				
1.03.00.01	Colocación de bloques y conectores de HDPE	45.00	M2 / DIA	2.40	0.05
1.03.00.02	Instalación de geotextil no tejido	400.00	M2 / DIA	5.89	0.01
1.03.00.03	Instalación de geomalla TT090RWA	400.00	M2 / DIA	20.50	0.05
1.03.00.04	Instalación de geodren planar	400.00	M2 / DIA	1.90	0.00
				Σ (días):	0.22

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.23 Estimación del tiempo de ejecución por metro lineal en el MSR de 2.80m

Item	Descripción	Rendimiento		Metrado /ml	Duración / ml
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES				
1.01.00.01	Trazo y replanteo	500.00	M2 / DIA	8.10	0.02
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.02.00.01	Corte de terreno suelto y excavación de 0.60m	450.00	M3 / DIA	20.14	0.04
1.02.00.02	Relleno con material de préstamo (c/maquina)	150.00	M3 / DIA	22.39	0.15
1.02.00.03	Relleno con material granular de filtro	60.00	M3 / DIA	1.00	0.02
1.03.00	SUELO REFORZADO				
1.03.00.01	Colocación de bloques y conectores de HDPE	45.00	M2 / DIA	5.60	0.12
1.03.00.02	Instalación de geotextil no tejido	400.00	M2 / DIA	12.88	0.03
1.03.00.03	Instalación de geomalla TT090RWA	400.00	M2 / DIA	51.40	0.13
1.03.00.04	Instalación de geodren planar	400.00	M2 / DIA	4.60	0.01
				Σ (días):	0.52

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.24 Estimación del tiempo de ejecución por metro lineal en el MCA de 2.30m

Item	Descripción	Rendimiento		Metrado /ml	Duración / ml
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES				
1.01.00.01	Trazo y replanteo	500.00	M2 / DIA	1.78	0.00
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.02.00.01	Limpieza de terreno	60.00	M2 / DIA	2.48	0.04
1.02.00.02	Excavacion para cimiento	3	M3 / DIA	0.34	0.11
1.02.00.03	Relleno con material de prestamo (c/ maquina)	150	M3 / DIA	2.66	0.02
1.02.00.04	Relleno con material granular de filtro	60	M3 / DIA	0.27	0.00
1.02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
	Solado para cimentaciones	80	M2 / DIA	0.50	0.01
1.03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
1.03.00.01	CONCRETO				
	Concreto para cimentación f'c= 210 kg/cm2	65	M3 / DIA	0.28	0.00
	Concreto para pantalla f'c= 210kg/cm2	40	M3 / DIA	0.23	0.01
1.03.00.02	ENCOFRADO				
	Encofrado y desencofrado de cimiento	100	M2 / DIA	0.50	0.01
	Encofrado y desencofrado de pantalla	90	M2 / DIA	1.80	0.02
1.03.00.03	ACERO				
	Acero grado 60 f'y= 4200 kg/cm2	550	KG/DIA	54.4224	0.10
1.04.00	JUNTAS DE CONTRACCIÓN Y OTROS				
1.04.00.01	Instalación de geotextil no tejido	400	M2/DIA	0.95	0.00
1.04.00.02	Junta machimbrada de 1"	25	ML/DIA	0.50	0.02
				Σ (días):	0.34

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.25 Estimación del tiempo de ejecución por metro lineal en el MCA de 2.80m

Item	Descripción	Rendimiento		Metrado /ml	Duración / ml
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES				
1.01.00.01	Trazo y replanteo	500.00	M2 / DIA	3.91	0.01
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.02.00.01	Limpieza de terreno	60.00	M2 / DIA	8.00	0.13
1.02.00.02	Excavacion para cimiento	3.00	M3 / DIA	0.62	0.21
1.02.00.03	Relleno con material de prestamo (c/ maquina)	150.00	M3 / DIA	5.98	0.04
1.02.00.04	Relleno con material granular de filtro	60.00	M3 / DIA	0.69	0.01
1.02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
	Solado para cimentaciones	80.00	M2 / DIA	1.00	0.01
1.03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
1.03.00.01	CONCRETO				
	Concreto para cimentación f'c= 210 kg/cm2	65.00	M3 / DIA	0.56	0.01
	Concreto para pantalla f'c= 210kg/cm2	40.00	M3 / DIA	0.58	0.01
1.03.00.02	ENCOFRADO				
	Encofrado y desencofrado de cimiento	100.00	M2 / DIA	1.00	0.01
	Encofrado y desencofrado de pantalla	90.00	M2 / DIA	4.60	0.05
1.03.00.03	ACERO				
	Acero grado 60 f'y= 4200 kg/cm2	550.00	KG/DIA	115.7362	0.21
1.04.00	JUNTAS DE CONTRACCIÓN				
1.04.00.01	Instalación de geotextil no tejido	400.00	M2/DIA	2.42	0.01
1.04.00.02	Junta machimbrada de 1"	25	ML/DIA	1.00	0.04
				Σ (días):	0.75

Fuente: Elaboración propia

Obteniéndose que el tiempo de ejecución por metro lineal del muro de concreto armado es un 36.33% mayor al del muro de suelo reforzado como se muestra en la Tabla 3.26, cuya variabilidad se muestra en la **Figura 3.9**.

Tabla 3.26 Estimación de la duración global y por metro lineal en el MCA de 2.80m

H (m)	L (m)	MCA días	MSR días	%
2.3	1	0.34	0.22	36.33%
2.8	1	0.75	0.52	30.41%

Fuente: Elaboración propia

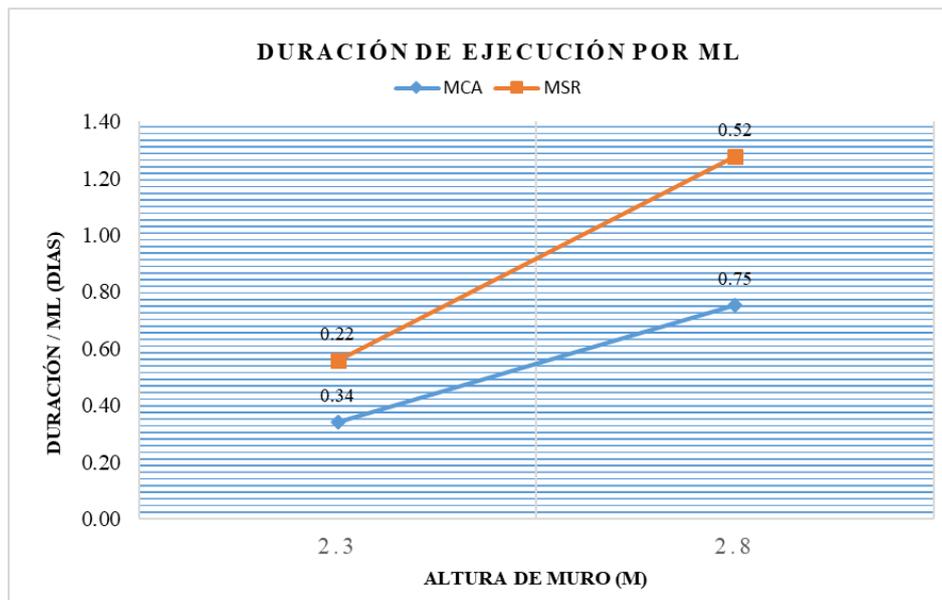


Figura 3.9. Variabilidad de la duración de ejecución por ml de muro

Fuente: Elaboración propia

Se observa que con respecto al tiempo total de ejecución para los dos tipos de muros de la misma altura, el muro de suelo reforzado se estima en 63 días siendo de menor duración con respecto al muro de concreto armado con 93 días, de tal manera que se obtiene un 68.48% de eficiencia en el sistema de muro de suelo reforzado (MSR) como se muestra en las **Figuras 3.10 y 3.11.**

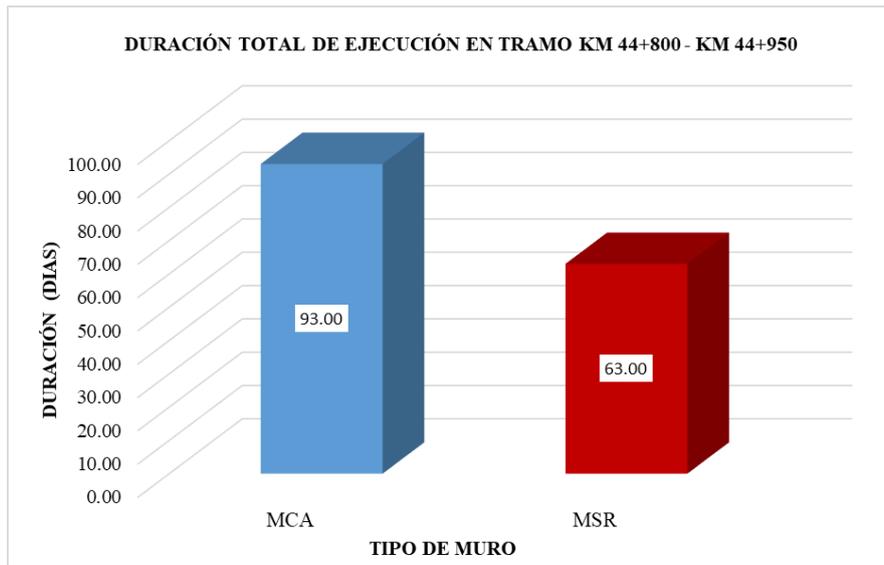


Figura 3.10. Duración total de ejecución por cada tipo de muro en el total del tramo

Fuente: Elaboración propia

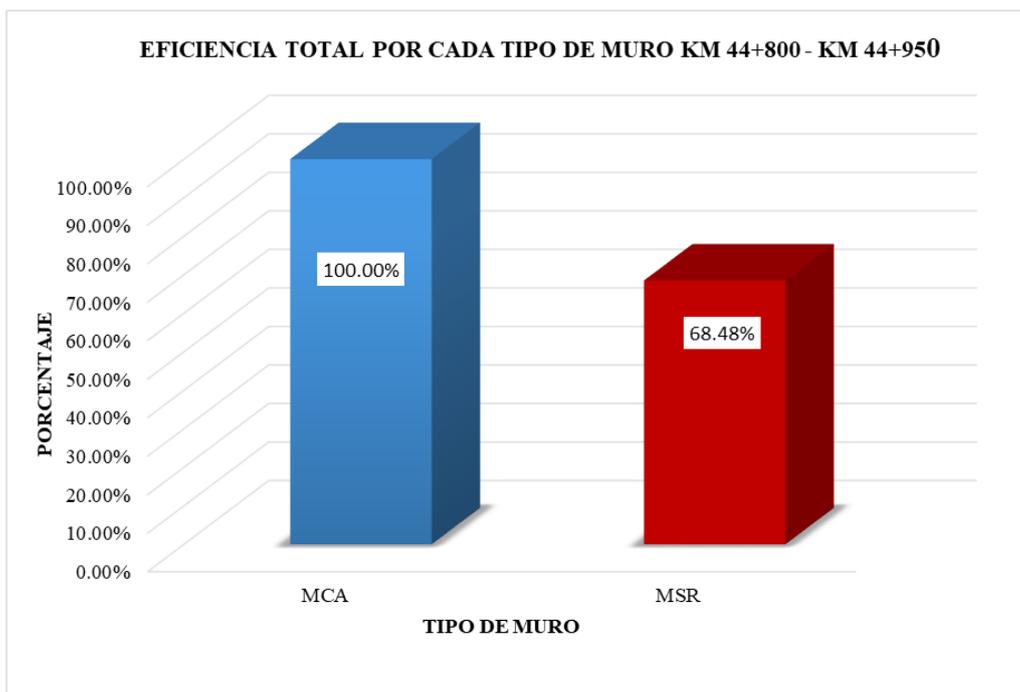


Figura 3.11. Eficiencia en el tiempo de ejecución por cada tipo de muro en el total del tramo

Fuente: Elaboración propia

3.3.5. Análisis técnico - económico de los muros de contención MSR y MCA

A continuación, se muestra los presupuestos elaborados a partir del metrado del diseño de los muros de contención, tanto del sistema de muro de suelo reforzado en el tramo 01 y 02 como se muestra en la **Tabla 3.27 y 3.28** respectivamente. Tomando en cuenta los análisis de precios unitarios de la investigación de (Centurión, 2007) con los precios de los insumos a la fecha de julio de 2019.

Tabla 3.27 Presupuesto de la construcción del MSR tramo 01 km 44+800 – Km 44+850

Obra : MUROS DE SUELO REFORZADO H: 2.30M TRAMO 01 KM 44+800 - KM44+850

Elaborado por: Gilberth Mancisidor Aramburu

Tesis : Aplicación de Geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en Vías Alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019

Departamento: LIMA

Provincia : CANTA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal (S/.)
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.01.00.01	Trazo y replanteo	M2	202.50	1.91	386.78	386.78
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
1.02.00.01	Corte de terreno suelto y excavación de 0.60m	M3	405.48	5.07	2055.78	
1.02.00.02	Relleno con material de préstamo (c/maquina)	M3	442.20	85.22	37684.28	
1.02.00.03	Relleno con material granular de filtro	M3	25.00	71.12	1778.00	41518.07
1.03.00	SUELO REFORZADO					
1.03.00.01	Colocación de bloques y conectores de HDPE	M2	120.00	115.80	13896.00	
1.03.00.02	Instalación de geotextil no tejido	M2	294.50	3.27	963.02	
1.03.00.03	Instalación de geomalla TT090RWA	M2	1025.00	9.09	9317.25	
1.03.00.04	Instalación de geodren planar	M2	95.00	19.27	1830.65	26006.92
					Subtotal	S/ 67,911.76
					I.G.V	S/ 12,224.12
					Total	S/ 80,135.87
					Costo / ml :	S/ 1,602.72

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.28 Presupuesto de la construcción del MSR tramo 02 km 44+850 – Km 44+950

Obra : MUROS DE SUELO REFORZADO H: 2.80M TRAMO 02 KM 44+850 - KM44+950

Elaborado por: Gilberth Mancisidor Aramburu

Tesis : Aplicación de Geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en Vías Alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019

Departamento: LIMA

Provincia : CANTA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal (S/.)
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.01.00.01	Trazo y replanteo	M2	405.00	1.91	773.55	773.55
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
1.02.00.01	Corte de terreno suelto y excavación de 0.60m	M3	1006.80	5.07	5104.48	
1.02.00.02	Relleno con material de préstamo (c/maquina)	M3	1119.60	85.22	95412.31	
1.02.00.03	Relleno con material granular de filtro	M3	50.00	71.12	3556.00	104072.79
1.03.00	SUELO REFORZADO					
1.03.00.01	Colocación de bloques y conectores de HDPE	M2	280.00	115.80	32424.00	
1.03.00.02	Instalación de geotextil no tejido	M2	644.00	3.27	2105.88	
1.03.00.03	Instalación de geomalla TT090RWA	M2	2570.00	9.09	23361.30	
1.03.00.04	Instalación de geodren planar	M2	230.00	19.27	4432.10	62323.28
	Subtotal					S/ 167,169.62
	I.G.V					S/ 30,090.53
	Total					S/ 197,260.15

Costo / ml : **S/ 1,972.60**

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, para el sistema de muro de concreto armado, se muestran los costos estimados en las **Tablas 3.29 y 3.30**.

**Tabla 3.29 Presupuesto de la construcción del MCA tramo 01 km 44+800 – Km
44+850**

Obra : MUROS DE CONCRETO ARMADO H: 2.30M TRAMO 01 KM 44+800 - KM44+850
Elaborado por: Gilberth Mancisidor Aramburu
Tesis : Aplicación de Geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en Vías Alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019
Departamento: LIMA Provincia : CANTA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal (S/.)
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.01.00.01	Trazo y replanteo	M2	178	1.91	339.98	339.98
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
1.02.00.01	Limpieza de terreno	M3	247.5	3.08	762.3	
1.02.00.02	Excavación para cimiento	M3	33.6	31.37	1054.032	
1.02.00.03	Relleno con material de préstamo (c/ maquina)	M3	266.4	85.90	22883.76	
1.02.00.04	Relleno con material granular de filtro	M3	27.00	71.12	1920.24	26620.33
1.02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
	Solado para cimentaciones	M2	50	26.2	1310	1310.00
1.03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
1.03.00.01	CONCRETO					
	Concreto para cimentación f'c= 210 kg/cm2	M3	28	362.94	10162.32	
	Concreto para pantalla f'c= 210kg/cm2	M3	22.5	478.82	10773.45	20935.77
1.03.00.02	ENCOFRADO					
	Encofrado y desencofrado de cimiento	M2	50	45.14	2257	
	Encofrado y desencofrado de pantalla	M2	180	65.66	11818.8	14075.80
1.03.00.03	ACERO					
	Acero grado 60 f'y= 4200 kg/cm2	KG	5442.24	5.32	28952.7168	28952.72
1.04.00	JUNTAS DE CONTRACCIÓN Y OTROS					
1.04.00.01	Instalación de geotextil no tejido	M2	94.5	3.27	309.015	
1.04.00.02	Junta machibrada de 1"	ML	50	12.05	602.5	911.52
	Subtotal				S/	93,146.11
	I.G.V				S/	16,766.30
	Total				S/	109,912.41

Costo / ml : S/ 1,099.12

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3.30 Presupuesto de la construcción del MCA tramo 02 km 44+850 – Km
44+950**

Obra : MUROS DE CONCRETO ARMADO H: 2.80M TRAMO 02 KM 44+850 - KM44+950
 Elaborado por: Gilberth Mancisidor Aramburu
 Tesis : Aplicación de Geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en Vías Alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019
 Departamentc : LIMA Provincia : CANTA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal (S/.)
1.01.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.01.00.01	Trazo y replanteo	M2	391	1.91	746.81	746.81
1.02.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
1.02.00.01	Limpieza de terreno	M3	800.4	3.08	2465.232	
1.02.00.02	Excavacion para cimiento	M3	62	31.37	1944.94	
1.02.00.03	Relleno con material de prestamo (c/ maquina)	M3	598	85.90	51368.2	
1.02.00.04	Relleno con material granular de filtro	M3	69.00	71.12	4907.28	60685.65
1.02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
	Solado para cimentaciones	M2	100	26.2	2620	2620.00
1.03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
1.03.00.01	CONCRETO					
	Concreto para cimentación f'c= 210 kg/cm2	M3	56	362.94	20324.64	
	Concreto para pantalla f'c= 210kg/cm2	M3	57.5	478.82	27532.15	47856.79
1.03.00.02	ENCOFRADO					
	Encofrado y desencofrado de cimiento	M2	100	45.14	4514	
	Encofrado y desencofrado de pantalla	M2	460	65.66	30203.6	34717.60
1.03.00.03	ACERO					
	Acero grado 60 f'y= 4200 kg/cm2	KG	11573.62	5.32	61571.6584	61571.66
1.04.00	JUNTAS DE CONTRACCIÓN					
1.04.00.01	Instalación de geotextil no tejido	M2	241.5	3.27	789.705	
1.04.00.02	Junta machimbrada de 1"	ML	100	12.05	1205	1994.705
	Subtotal					S/ 210,193.22
	I.G.V					S/ 37,834.78
	Total					S/ 248,027.99
	Costo / ml :					S/ 2,480.28

Fuente: Elaboración propia

En la **Tabla 3.31** se muestra la variación de costos por metro lineal en cada tramo de estudio como se muestra en la **Figura 3.12**, obteniéndose un aumento del costo de un 45.82% en el muro de suelo reforzado con respecto al muro de concreto armado en el tramo 01 correspondiente a una altura de 2.30m, por lo contrario, para el siguiente tramo de 2.80m de altura, se obtiene una disminución del 20.47% del costo en el sistema de suelo reforzado con respecto al tradicional muro de concreto armado (**ver Figura 3.12 y 3.13**).

Tabla 3.31 Variación del costo entre MCA y MSR en cada tramo

DESCRIPCIÓN	H (m)		% COSTO
	MCA	MSR	
TRAMO 01 , H: 2.30m	S/ 1,099.12	S/ 1,602.72	-45.82%
TRAMO 02 , H: 2.80m	S/ 2,480.28	S/ 1,972.60	20.47%

Fuente: Elaboración propia

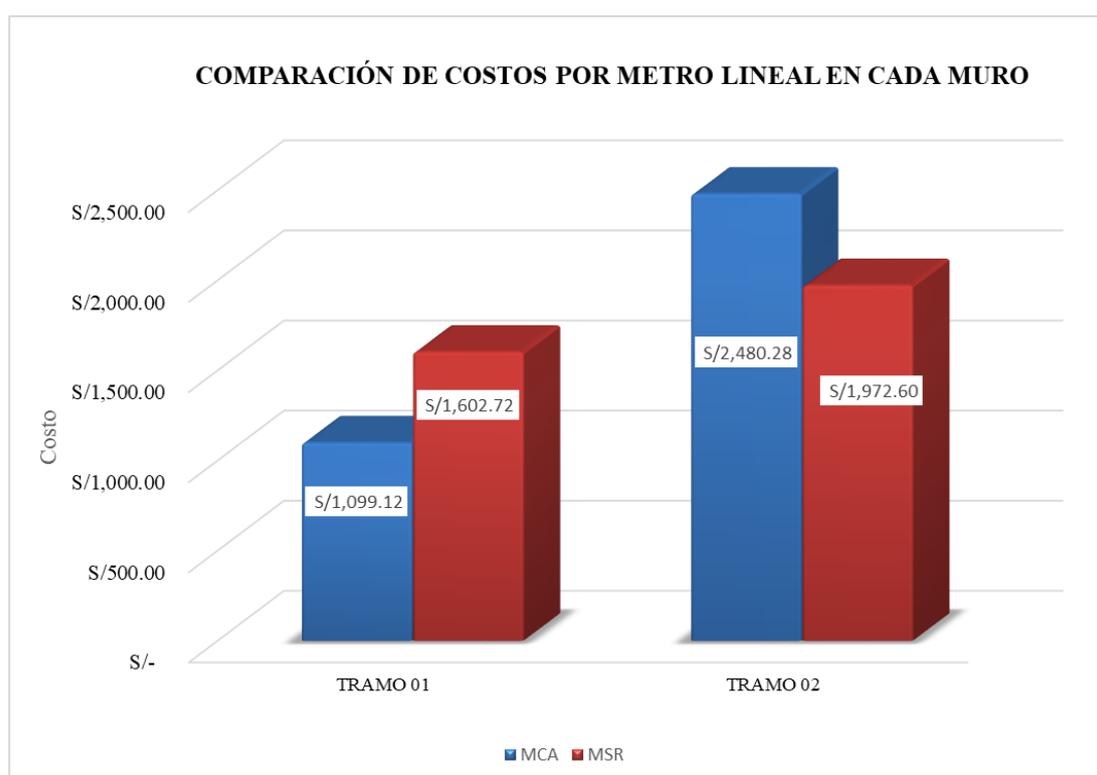


Figura 3.12. Comparación de costos por metro lineal en cada tramo de muro

Fuente: Elaboración propia

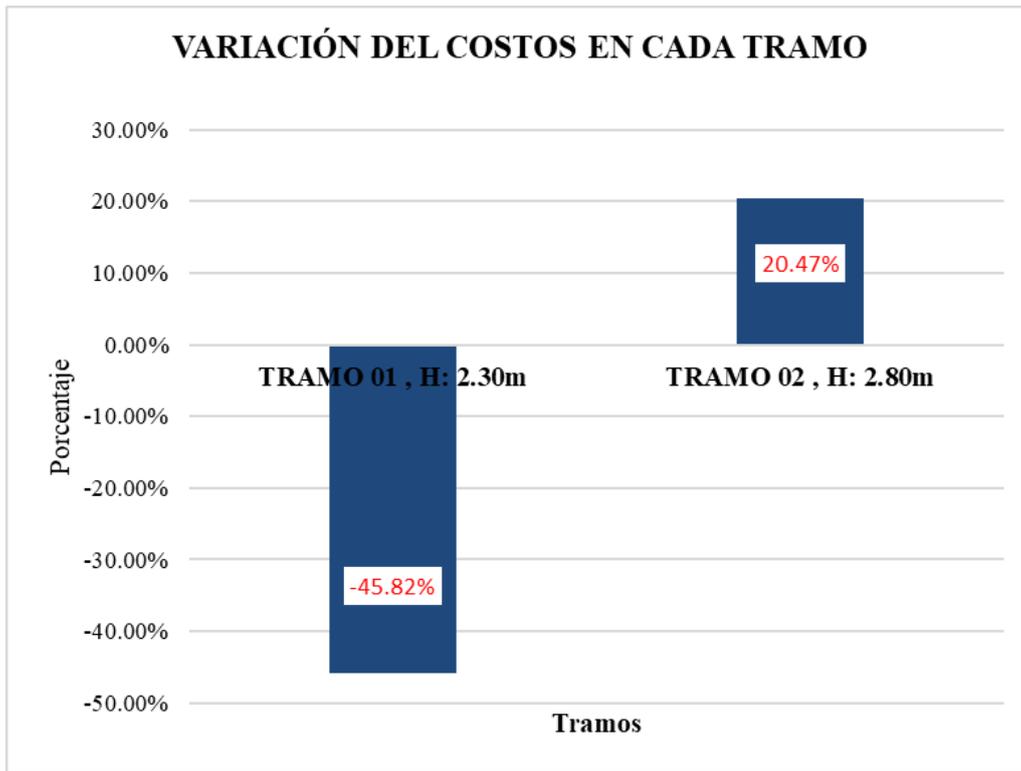


Figura 3.13. Variación porcentual por metro lineal en cada tramo de muro

Fuente: Elaboración propia

IV. DISCUSIÓN

Primera

En esta investigación, para el diseño del muro de suelo reforzado, el elemento principal de refuerzo, la geomalla uniaxial TT090RWA se vio reducida y sometida debido a los distintos factores de reducción, limitando su resistencia a la tracción en un 56.73% para los tramos 01 (Km 44+800 – Km 44+850) y 02 (Km 44+800 – Km 44+850) cuya altura de diseño fue de 2.30m y 2.80m respectivamente.

Asimismo, se determinó que las longitudes de anclaje para el MSR del tramo 01 fue de 2.48m, mientras que para el tramo 02 fue de 3.05m, obteniéndose una relación L/Hd de 1.08 a 1.09, es decir la longitud de anclaje estuvo directamente relacionada, ya que conforme la altura del muro aumenta la longitud de la misma.

Por otro lado, (Pinedo, 2012) en su investigación *Comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles*, obtuvo que para el diseño de MSR de 4.5m a 11.25m de altura, los elementos de refuerzo extensibles (geomallas) también se vieron sometidos debido a los factores de reducción, disminuyendo su resistencia a la tracción hasta en un 72%, por lo tanto, en ambas investigaciones se obtuvo un mayor factor de seguridad debido a la reducción de la resistencia a la tracción, estableciéndose una resistencia disponible en un rango de 28% a 43.27% para ambas investigaciones.

Además, en su estudio de Pinedo determina un aumento progresivo en la longitud de anclaje conforme aumenta la altura del muro, tanto para refuerzos extensibles (geomallas) e inextensibles (flejes metálicos), de esta manera se corrobora la relación que existe entre la longitud de anclaje y altura de muro.

Segunda

Se verificó que los esfuerzos admisibles son mayores que los esfuerzos actuantes en la superficie de contacto, así mismo se calculó que los esfuerzos actuantes de los muros de suelo reforzado son mayores que los de concreto armado, en un orden de 26.94% a 29.62%, para alturas de 2.30m a 2.80m respectivamente.

Mientras que, (Vásquez, 2014) en su tesis *Evaluación de los muros de contención de concreto armado y suelo reforzado (terramesh), en la carretera San Marcos - Cajabamba*, donde evaluó muros de suelo reforzado y de concreto armado, de alturas de 2.0m a 8.0m en terreno de fundación cuyos esfuerzos admisibles oscilaban en un rango de 0.89 kg/cm^2 a 2.50 kg/cm^2 , obteniendo que dichos esfuerzos eran mayores que los esfuerzos actuantes en ambos tipos de muro, Sin embargo, los esfuerzos actuantes de los muros de suelo reforzado eran mayores que los de concreto armado en un margen de 38.3% a 41.7%.

Por lo tanto, los esfuerzos admisibles cumplieron para ambas investigaciones debido a las características del tipo de suelo de cimentación estudiado, además en la presente investigación los muros de suelo reforzados tiene un mayor esfuerzo actuante con respecto a muro de concreto armado, coincidiendo con la tesis de Vásquez, considerando que su sistema de refuerzo se basó en componente de relleno estructural que fueron cajas de gaviones cuyo material principal es la piedra, cuyo peso específico es un 36% mayor que el suelo de refuerzo.

Tercera

El tiempo estimado para la construcción de los muros de suelo reforzado fue de 0.22 y 0.52 días, por cada metro lineal, resultando ser un 36.33% a 30.41% menores que los de concreto armado para alturas desde 2.30 m. a 2.80 m. Además, en su longitud total de 50.00m. y 100.00m, desde el Km. 44+800 al Km. 44+950 resultó ser un 64.48% más eficiente en cuanto al plazo estimado para el sistema de concreto armado.

Por otro lado, (Vásquez, 2014) obtuvo con muros de suelo reforzado (terramesh) plazos de ejecución de 57.87% a 73.06% menores que los de concreto armado en alturas de 2m a 5m, más adelante dedujo que el MSR en un tramo de 90m, representaba un 67% de eficiencia en el tiempo de ejecución.

Por lo tanto, se coincide con Vásquez en la aminoración del plazo de ejecución con sistema de suelo reforzado con eficiencias de 64.48% a 67%, debido a que omite partidas diversas y se enfoca en un tipo de trabajo cíclico.

Cuarta

En el presente estudio se determinó mediante un análisis económico que, para los dos tramos de estudio, en las estructuras de sostenimiento de 2.30m y 2.80m de altura, el costo por metro lineal obtenido fue de S/1,602.00 y S/1,972.60 respectivamente para la construcción de un muro de suelo reforzado, mientras que para el muro de concreto armado se obtuvo S/1,099.12 y S/2,480.28 respectivamente. Dichos costos indican que para el primer tramo se obtiene un 45.82% de sobrecosto con respecto a un muro de concreto armado, mientras que en el segundo tramo de 2.80m de altura, se estima un 20.47% debajo del costo de un muro de concreto armado para las mismas condiciones, es decir la economía se muestra significativa a partir de muros de 2.80m de altura.

Por otro lado, (Vera, 2004) en su tesis internacional *Muros de retención de suelo con sistema de tierra armada*, donde realizó un análisis técnico - económico entre la construcción de unos tramos de muro de tierra armada y muro de concreto armado con alturas de 5, 7 y 9 metros, obtuvo diferencias de costos de \$4, 423, 738.00.00, \$8, 929,875.00 y \$19, 742, 801.00 respectivamente los cuales incidieron en diferencias porcentuales de 27%, 32% y 42%. Es decir, desde el punto de vista económico el costo de la construcción en muro de concreto armado excedió hasta en un 42% con respecto al sistema de tierra armada.

Mientras que, (Centurion, 2007) en su tesis *Diseño de Muro de Suelo Reforzado y comparación con los muros de concreto armado de la vía expresa del Callao*, determinó que la altura de diseño tiene influencia en los costos de los muros de suelo reforzado y de concreto armado, ya que los MSR comprendidos entre 1.80m y 2.60m se calcularon entre un 12 y 1% por encima del costo inicial de los muros de concreto armado, sin embargo en alturas de 3.20m a 8.20m. muestran costos iniciales entre 15 a 26% por debajo de los muros de concreto armado.

Por lo tanto, coincidiendo con los autores Vera y Centurion, se concluye con el sistema de suelo reforzado, se obtiene ahorros significativos con respecto al tradicional muro de concreto armado en alturas de diseño mayores de 2.60m en un rango de 20.47% a 26%. Entonces, con la propuesta de muro de suelo reforzado se obtiene una mayor eficiencia económica conforme la altura de diseño es mayor a 2.60m.

V. CONCLUSIONES

A partir de los objetivos planteados al inicio de esta investigación, a continuación, se presentan las principales conclusiones:

Primera

Se realizó el diseño de dos tipologías de muro como estructura de sostenimiento principalmente, siendo el muro de suelo reforzado y muro de concreto armado los seleccionados de una variedad de posibilidades, donde el primer objetivo fue identificar el comportamiento de los materiales compuestos, es decir las geomallas para el diseño de muro de suelo reforzado, la cual como estructura de gravedad si bien actúa bien, dependerá principalmente de la interacción que se desarrolla entre el suelo y las capas de geomalla empleadas (principal refuerzo), además la cobertura de fachada cumple la función de evitar la erosión del relleno reforzado, la cual para esta investigación se consideró bloques de concreto de 2400kg/m^3 de peso específico, siendo esta la que optimiza el comportamiento de la geomalla, evitando limitar la resistencia y durabilidad de la misma.

Tomando en cuenta que el comportamiento para el caso de un muro de concreto armado de tipo voladizo (alternativa de diseño) es distinto, ya que los esfuerzos generados en la parte interior de la pantalla son considerables, además la conexión entre la cimentación y la pantalla es un punto crítico debido a los importantes esfuerzos cortantes que se producen en dicha conexión.

En esta investigación, para el diseño del muro de suelo reforzado, el elemento principal de refuerzo, geomalla uniaxial TT090RWA se vio reducido y sometido debido a los distintos factores de reducción, limitando su resistencia a la tracción en un 56.73% para los tramos 01 (Km 44+800 – Km 44+850) y 02 (Km 44+800 – Km 44+850) cuya altura de diseño fue de 2.30m y 2.80m respectivamente.

Además, se determinó que las longitudes de anclaje para el MSR del tramo 01 fue de 2.48m, mientras que para el tramo 02 fue de 3.05m, obteniéndose una relación de L/H_d de 1.08 a 1.09, es decir la longitud de anclaje está directamente relacionada, ya que conforme la altura del muro aumenta la longitud de la misma.

Segunda

Se obtuvo esfuerzos admisibles son mayores que los esfuerzos actuantes en la superficie de contacto, así mismo se calculó que los esfuerzos actuantes de los muros de suelo reforzado son mayores que los de concreto armado, en un orden de 26.94% a 29.62%, para alturas de 2.30m a 2.80m respectivamente.

Tercera

El tiempo estimado para la construcción de los muros de suelo reforzado fue de 0.22 y 0.52 días, por cada metro lineal, resultando estar un 36.33% a 30.41% por debajo de los de concreto armado para alturas desde 2.30 m. a 2.80 m. Además, en su longitud total de 50.00m. y 100.00m, desde el Km. 44+800 al Km. 44+950 resultó ser un 64.48% más eficiente en cuanto al plazo estimado para el sistema de concreto armado, puesto que es un trabajo que no requiere mano de obra calificada y por ser un trabajo cíclico.

Cuarta

En el presente estudio se determinó mediante un análisis económico que, para los dos tramos de estudio, en las estructuras de sostenimiento de 2.30m y 2.80m de altura, el costo por metro lineal obtenido fue de S/1,602.00 y S/1,972.60 respectivamente para la construcción de un muro de suelo reforzado, mientras que para el muro de concreto armado se obtuvo S/1,099.12 y S/2,480.28 respectivamente. Dichos costos indican que para el primer tramo se obtiene un 45.82% de sobrecosto con respecto a un muro de concreto armado, mientras que en el segundo tramo de 2.80m de altura, se estima un 20.47% debajo del costo de un muro de concreto armado para las mismas condiciones, es decir la economía se muestra significativa a partir de muros de 2.80m de altura.

VI. RECOMENDACIONES

Recomendación 1:

A las entidades municipales y de gestión vial pública se recomienda, considerar los resultados obtenidos en cuanto a la influencia del costo y plazo de ejecución para suplir el déficit actual de estructura de sostenimiento en el tramo de estudio en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta.

Recomendación 2:

A los investigadores se recomienda realizar estudios de investigación enfocados al empleo de geomallas como refuerzo extensible, así como flejes metálicos como refuerzos inextensibles y sus factores de reducción de resistencia en la estructura de contención con alturas mayores a 2.30m de altura.

Recomendación 3:

A los investigadores se recomienda analizar los sistemas de suelo reforzado con cajas de gaviones y fachadas de concreto prefabricadas determinando su influencia en costos a comparación de la fachada de bloques de concreto la cual fue planteada en la presente investigación

Recomendación 4:

A los profesionales proyectistas, se recomienda emplear los muros de suelo reforzado como principal alternativa de diseño debido a su flexibilidad como estructura y su tolerancia a las deformaciones.

VII. REFERENCIAS

- VERA, Luis. Muros de retención de suelos con sistema de tierra armada. (En línea) Chile: Universidad Austral de Chile. 2004. [fecha de consulta: Octubre 2018].
Disponible en:
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2004/bmfciv473m/doc/bmfciv473m.pdf>

- JARA, Gonzalo. Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. (En línea) España: Universidad Politécnica de Madrid. 2008. [fecha de consulta: Octubre 2018].
Disponible en: http://oa.upm.es/1169/1/GONZALO_ANDRES_JARA_MORI.pdf

- SOTO, Hugo. La aplicación de geosintéticos a terraplenes. México: Universidad Nacional Autónoma de México. 2009. [fecha de consulta: Octubre 2018].
Disponible en: <https://docplayer.es/66178891-T-e-s-i-s-maestro-en-ingenieria.html>

- PINEDO, Miguel. Comparación entre Muros de Suelo Reforzado con elementos extensibles y no extensibles. (En línea) Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú. 2012. [fecha de consulta: Octubre 2018].
Disponible en:
http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1415/PINEDO_AREVALO_MIGUEL_MUROS_SUELO_REFORZADO.pdf

- VÁSQUEZ, Yuliana. Evaluación de los muros de contención con concreto armado y suelo reforzado (terramesh), en la carretera San Marcos - Cajabamba. (En línea) Perú: Universidad Nacional de Cajamarca. 2014. [fecha de consulta: Octubre 2018].
Disponible en:
<http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/480/T%20625.7%20V335A%202014.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- URTEAGA, César. Estabilización de talud con sistema erdox en taludes de carreteras. (En línea) Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú. 2017. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/8294>

- GARNICA, Paul, REYES, Rosemberg y GÓMEZ, Jesús. Diseño de muros reforzados con geosintéticos. (En línea) México: Instituto Mexicano del Transporte. 2013. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en: <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt382.pdf>

- NOVOA, Lloni. Aplicación de la Geomalla Triaxial para mejorar la estabilización de suelos blandos en la avenida Trapiche Chillón, Carabayllo - 2017. (En línea) Perú: Universidad César Vallejo. 2017. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/16639>

- CURIEL, Andrés y FORTEZ, Arturo. Muro de contención en suelo reforzado “Solución alternativa a un muro tradicional de hormigón”. (En línea) Uruguay: Universidad de Montevideo. 2007. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en: http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

- ALMENDAREZ, Larissa, REYES, Juan y MONCADA, Rigoberto. Diseño de Pavimentos Flexibles con Refuerzo de Geomalla Triaxial Utilizando la Metodología Giroud-Han: Caso de Aplicación en Honduras. (En línea) Honduras: Universidad Tecnológica Centroamericana. 2017. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en: http://www.laccei.org/LACCEI2017-BocaRaton/student_Papers/SP495.pdf

- RUIZ, Ramón. El método científico y sus etapas. (En línea) México, 2007. [fecha de consulta: Octubre 2018].

Disponible en:
http://www.bestbooklibrary.com/signup?b=1&ad_domain=hlok.qertewrt.com&ad_path=/smart_ad/display&prod=101&ref=5055421&sf=books_newdesign&adserver=0.23.5&m=books&lid=a696b71b-e86c4c5a9619432616801f54&sid=762&bt=1515733186303&bh=1349621824

- VALDERRAMA, Santiago. Pasos para elaborar proyectos de investigación científica: cuantitativa, cualitativa y mixta. Lima: San Marcos. 2013. 310p. ISBN: 978-612-302-878-7

- HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, Pilar. Metodología de la investigación (en línea). México: McGraw-Hill Interamericana. 2003. [fecha de consulta: Octubre 2018].

Disponible en:
https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf

- KERLINGER, Fernando. Investigación del comportamiento. (En línea) México: McGraw-Hill. 1988. [fecha de consulta: Octubre 2018].

Disponible en: <https://psicologiaexperimental.files.wordpress.com/2010/03/metodologia-de-la-investigacion.pdf>

- PARRA, Javier. Guía de muestreo. (En línea) Maracaibo: LUZ. 2003. [fecha de consulta: Octubre 2018].

Disponible en: <https://es.scribd.com/document/346975276/Javier-Parra-Guia-de-Muestreo-2003>

- LÓPEZ, Alfonso. Metodología de la investigación científica. (En línea) España: Universidad Complutense de Madrid, 2008. [fecha de consulta: Octubre 2018].

Disponible en:
<http://eprints.ucm.es/24750/1/v%C3%ADdeos%20metodolog%C3%ADa%20investigaci%C3%B3n%20cient%C3%ADfica%20pdf.pdf>

- ARIAS, Fidias. El proyecto de investigación. Venezuela: Episteme 2006. 81p. ISBN: 9800785299

- DÍAZ, Lidia. La observación. (En línea) México: Universidad Nacional Autónoma de México. 2011. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en:
http://www.psicologia.unam.mx/documentos/pdf/publicaciones/La_observacion_Lidia_Diaz_Sanjuan_Texto_Apoyo_Didactico_Metodo_Clinico_3_Sem.pdf
- SABINO, Carlos. El proceso de investigación. (En línea) Buenos Aires: Ed. Panapo. 1996. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en: https://metodoinvestigacion.files.wordpress.com/2008/02/el-proceso-de-investigacion_carlos-sabino.pdf
- OSEDA. Técnicas de confiabilidad y validez de instrumento de investigación. Perú: Eximpress S.A. 2011. 140p.
- NAMAQFOROOSH, Mohammad. Metodología de la investigación. (En línea) México: Limusa. 2005. [fecha de consulta: Octubre 2018].
 Disponible en:
https://books.google.com.pe/books/about/Metodolog%C3%ADa_de_la_investigaci%C3%B3n.html?id=ZEJ7-0hmvhwC&redir_esc=y

ANEXOS

Anexo 01: Matriz de Operacionalización

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Aplicación de geomallas	(Soto, 2009, p.14) define “los geosintéticos son elementos sintéticos planares resistentes, que cuando se integra al suelo interactúa con este formando un sistema aumentando la capacidad y menor deformabilidad”.	.Mediante un análisis de las propiedades mecánicas y físicas en conjunto con las características que definen la durabilidad y degradación de la geomalla a emplear se determinará el óptimo uso para el diseño en un muro de suelo mecánicamente estabilizado.	Propiedades mecánicas	Resistencia a la tensión simple Resistencia a la tensión de muestra ancha Resistencia al corte Resistencia de anclaje al suelo Resistencia de anclaje de conexión a muros Rigidez torsional
			Propiedades físicas	Masa por unidad de área Porcentaje de área abierta Gravedad específica Rigidez flexional
			Durabilidad y degradación	Daños de instalación Comportamiento de fluencia (creep) por tensión Consideraciones de degradación
Muros de suelo mecánicamente estabilizado	Es un sistema de muro de suelo reforzado por mallas metálicas (armaduras inextensibles) o materiales poliméricos como geotextiles y geomallas (armadura extensible), considerando el concreto prefabricado para el revestimiento en la mayoría de las veces que se aplican.	.Permite obtener la capacidad estructural y el beneficio tiempo-costo considerando un muro mecánicamente estabilizado reforzado con armadura extensible (geomallas)	Características	Extensibilidad Geometría Material
			Comportamiento	Acción del refuerzo Geometría del refuerzo Interacción suelo reforzado
			Diseño	Estudio de suelos Resistencia de diseño Análisis de estabilidad

Anexo 02: Matriz de Consistencia

TÍTULO: APLICACIÓN DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MUROS DE SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VÍAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVES – CANTA 2019.

AUTOR: GILBERTH MANCISIDOR

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES		METODOLOGÍA
<p>Problema General:</p> <p>¿De qué manera influirá económicamente la aplicación de muros de suelo reforzado con respecto al tradicional muro de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?</p> <p>Problema Específicos:</p> <p>¿De qué manera se limita la resistencia a la tracción y la longitud de anclaje en las geomallas de refuerzo de acuerdo el diseño de muro de suelo reforzado en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?</p> <p>¿Cómo es la variación de esfuerzos admisibles y actuantes en el terreno de fundación para los muros de suelo reforzado y de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?</p> <p>¿En qué sistema de muro de contención resultará menor tiempo de ejecución según sus respectivos rendimientos, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019?</p>	<p>Objetivo General:</p> <p>Determinar la aplicabilidad del muro de suelo reforzado con geomallas mediante una comparación económica con respecto al tradicional muro de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.</p> <p>Objetivos Específicos:</p> <p>Identificar el comportamiento de la geomalla como elemento de refuerzo extensible en el sistema de muro de suelo reforzado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.</p> <p>Evaluar la incidencia de los esfuerzos actuantes obtenidos del diseño del muro de suelo reforzado y el muro de concreto armado, en el terreno de fundación, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.</p> <p>Establecer el tiempo de ejecución mediante los rendimientos del proceso constructivo en el muro de suelo reforzado con respecto al tradicional muro de contención en cuanto a costos de ejecución, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.</p>	<p>Hipótesis General:</p> <p>La aplicación del sistema de muro de suelo reforzado con geomallas resulta ser más económico que el tradicional muro de concreto armado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.</p> <p>Hipótesis Específicos:</p> <p>Las geomallas de refuerzo se limitan sustancialmente por los factores de reducción e incrementan su longitud de anclaje conforme aumenta la altura de diseño del muro de suelo reforzado, en las vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.</p> <p>Los esfuerzos admisibles resultan mayores que los esfuerzos actuantes en el terreno de fundación, siendo los esfuerzos actuantes del muro de suelo reforzado superiores que los obtenidos del muro de concreto armado, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.</p> <p>El método constructivo para el sistema de muro de suelo reforzado con geomalla se ejecuta en menor tiempo respecto al tradicional muro de contención, en la carretera central Santa Rosa de Quives – Canta, 2019.</p> <p><small>NOTA: La investigación fue considerada como pseudohipótesis, porque no se realizaron contradicciones y por ello la investigación no lo requiere.</small></p>	<p>Variable 1: Aplicación de geomallas</p>		<p>Tipo de investigación Tipo Aplicada.</p> <p>Diseño de investigación La investigación se considera de Nivel Explicativo.</p> <p>(Hernandez et al, 2010, p.83) el diseño de investigación que se aplicó en el presente estudio es No – Experimental de corte transversal.</p> <p>Enfoque de investigación Cuantitativo.</p> <p>Población El tramo de la red vial nacional desde la progresiva km 44+500 hasta la progresiva Km 45+300, en las vías alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.</p> <p>Muestra El subtramo desde la progresiva km 44+800 hasta la progresiva Km 20+950, en las vías alternas en la Carretera Central Santa Rosa de Quives – Canta 2019.</p> <p>Técnica Observación directa</p> <p>Instrumento Una ficha de recolección de datos formulados por el investigador.</p>
			Dimensiones	Indicadores	
			Propiedades mecánicas	Resistencia a la tensión simple Resistencia a la tensión de muestra ancha Resistencia al corte Resistencia de anclaje al suelo Resistencia de anclaje de conexión a muros Rigidez torsional	
			Propiedades físicas	Masa por unidad de área Porcentaje de área abierta Gravedad específica Rigidez flexional	
			Durabilidad y degradación	Daños de instalación Comportamiento de fluencia (creep) por tensión Consideraciones de degradación	
			<p>Variable 2: Muros de suelo mecánicamente estabilizados</p>		
			Dimensiones	Indicadores	
Características	Extensibilidad Geometría Material				
Comportamiento	Acción del refuerzo Geometría del refuerzo Interacción suelo reforzado				
Diseño	Estudio de suelos Resistencia de diseño Análisis de estabilidad				

Anexo 03: Instrumento para validación

FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA VALIDACIÓN				
PROYECTO: APLICACIÓN DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MURO DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VÍAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVES - CANTA 2018				
AUTOR: MANCISIDOR ARAMBURÚ, GILBERTH				
EXPERTO				
I.	INFORMACIÓN GENERAL			
	DISTRITO	PROVINCIA	VÍA	
	PROVINCIA			
	POBLADO CERCAÑO			
II.	CARACTERÍSTICAS GENERALES			
	EXTENSIBILIDAD		GEOMETRÍA	
	INEXTENSIBLES		UNIDIRECCIONAL SIMPLE	
	EXTENSIBLES		BIDIRECCIONAL COMPUESTA	
			BIDIRECCIONAL PLANA	
III.	CARACTERÍSTICAS GENERALES			
	MATERIAL DE REFUERZO			
	REFUERZO METÁLICO		REFUERZO DE GEOSINTÉTICO	
IV.	COMPORTAMIENTO			
	ACCIÓN DEL REFUERZO		GEOMETRÍA DEL REFUERZO	
	TENSIÓN		RATIO DE COBERTURA	
	CORTE			
	RIGIDEZ TORSIONAL			
V.	COMPORTAMIENTO			
	INTERACCIÓN SUELO REFORZADO			
	EVALUACIÓN DEL PULLOUT		EVALUACIÓN DE LA TENSIÓN MÁXIMA	
	MOVIMIENTO ADMISIBLE		METODO DE RANKINE	
	MAXIMA TENSIÓN		METODO DE COULOMB	
VI.	DISEÑO			
	ESTUDIO DE SUELOS		SUBDRENAJE	TIPO DE GEOSINTÉTICO
	PESO ESPECÍFICO			GEOMALLA (GG)
	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA			GEOMEMBRANA (GM)
	COHESIÓN			GEOCOMPUESTO (GC)
VII.	DISEÑO			
	RESISTENCIA DE DISEÑO		ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	
	FACTOR DE SEGURIDAD		DESPLAZAMIENTO	FALLA GLOBAL
	RESISTENCIA PERMISIBLE		HUNDIMIENTO	
	RESISTENCIA REQUERIDA		FUNDACIÓN	
APELLIDOS Y NOMBRE:				
PROFESIÓN:				
REGISTRO CIP N°				
E-MAIL:				
CALIFICACIÓN PROM.				
0: NO SE CONSIDERA VALIDA PARA EL INSTRUMENTO 1: SE CONSIDERA VALIDAD PARA EL INSTRUMENTO				

Anexo 04: Instrumento validado por primer experto

FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA VALIDACIÓN

PROYECTO: APLICACIÓN DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MURO DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VÍAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVES - CANTA 2018

AUTOR: MANCISIDOR ARAMBURÚ, GILBERTH

EXPERTO				
I.	INFORMACIÓN GENERAL			1
	DISTRITO	PROVINCIA	VÍA	
	PROVINCIA			
	POBLADO CERCAÑO			
II.	CARACTERÍSTICAS GENERALES			1
	EXTENSIBILIDAD		GEOMETRÍA	
	INEXTENSIBLES		UNIDIRECCIONAL SIMPLE	
	EXTENSIBLES		BIDIRECCIONAL COMPUESTA	
			BIDIRECCIONAL PLANA	
III.	CARACTERÍSTICAS GENERALES			0
	MATERIAL DE REFUERZO			
	REFUERZO METÁLICO		REFUERZO DE GEOSINTÉTICO	
IV.	COMPORTAMIENTO			1
	ACCIÓN DEL REFUERZO		GEOMETRÍA DEL REFUERZO	
	TENSIÓN		RATIO DE COBERTURA	
	CORTE			
	RIGIDEZ TORSIONAL			
V.	COMPORTAMIENTO			0
	INTERACCIÓN SUELO REFORZADO			
	EVALUACIÓN DEL PULLOUT		EVALUACIÓN DE LA TENSIÓN MÁXIMA	
	MOVIMIENTO ADMISIBLE		METODO DE RANKINE	
	MÁXIMA TENSIÓN		METODO DE COULOMB	
VI.	DISEÑO			0
	ESTUDIO DE SUELOS		SUBDRENAJE	
	PESO ESPECÍFICO		TIPO DE GEOSINTÉTICO	
	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA		GEOMALLA (GG)	
	COHESIÓN		GEOMEMBRANA (GM)	
			GEOCOMPUUESTO (GC)	
VII.	DISEÑO			1
	RESISTENCIA DE DISEÑO		ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	
	FACTOR DE SEGURIDAD		DESPLAZAMIENTO	
	RESISTENCIA PERMISIBLE		FALLA GLOBAL	
	RESISTENCIA REQUERIDA		HUNDIMIENTO	
			FUNDACIÓN	
APELLIDOS Y NOMBRE:		BENAVIDES VARGAS JOSE FELIX AZEVEDO		CALIFICACIÓN PROM. 0.57
PROFESIÓN:		INGENIERO CIVIL		
REGISTRO CIP N°:		49310		
E-MAIL:		jbenavidesv@ucv.edu.pe		

0: NO SE CONSIDERA VALIDA PARA EL INSTRUMENTO
1: SE CONSIDERA VALIDAD PARA EL INSTRUMENTO

Anexo 05: Instrumento validado por segundo experto

FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA VALIDACIÓN

PROYECTO: APLICACIÓN DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MURO DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VÍAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVES - CANTA 2018

AUTOR: MANCISIDOR ARAMBURÚ, GILBERTH

I. INFORMACIÓN GENERAL			
DISTRITO	PROVINCIA	VÍA	
PROVINCIA			
POBLADO CERCAÑO			
II. CARACTERÍSTICAS GENERALES			
EXTENSIBILIDAD		GEOMETRÍA	
INEXTENSIBLES		UNIDIRECCIONAL SIMPLE	
EXTENSIBLES		BIDIRECCIONAL COMPUESTA	
		BIDIRECCIONAL PLANA	
III. CARACTERÍSTICAS GENERALES			
MATERIAL DE REFUERZO			
REFUERZO METÁLICO		REFUERZO DE GEOSINTÉTICO	
IV. COMPORTAMIENTO			
ACCIÓN DEL REFUERZO		GEOMETRÍA DEL REFUERZO	
TENSIÓN		RATIO DE COBERTURA	
CORTE			
RIGIDEZ TORSIONAL			
V. COMPORTAMIENTO			
INTERACCIÓN SUELO REFORZADO			
EVALUACIÓN DEL PULLOUT		EVALUACIÓN DE LA TENSIÓN MÁXIMA	
MOVIMIENTO ADMISIBLE		MÉTODO DE RANKINE	
MÁXIMA TENSIÓN		MÉTODO DE COULOMB	
VI. DISEÑO			
ESTUDIO DE SUELOS		SUBDRENAJE	TIPO DE GEOSINTÉTICO
PESO ESPECÍFICO			GEOMALLA (GG)
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA			GEOMEMBRANA (GM)
COHESIÓN			GEOCOMPUESTO (GC)
VII. DISEÑO			
RESISTENCIA DE DISEÑO		ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	
FACTOR DE SEGURIDAD		DESPLAZAMIENTO	FALLA GLOBAL
RESISTENCIA PERMISIBLE		HUNDIMIENTO	
RESISTENCIA REQUERIDA		FUNDACIÓN	
APELLIDOS Y NOMBRE:	MADRID SALDAÑA CESAR		
PROFESIÓN:	INGENIERO CIVIL		
REGISTRO CIP N°	86609		
E-MAIL:	madridsaldana@ucv.edu.pe		

EXPERTO

0

1

1

1

1

1

1

CALIFICACIÓN PROM.

0.86

- 0: NO SE CONSIDERA VALIDA PARA EL INSTRUMENTO
 1: SE CONSIDERA VALIDAD PARA EL INSTRUMENTO

Anexo 06: Instrumento validado por tercer experto

FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA VALIDACIÓN

PROYECTO: APLICACIÓN DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MURO DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VÍAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVES - CANTA 2018

AUTOR: MANCISIDOR ARAMBURÚ, GILBERTH

I. INFORMACIÓN GENERAL			
DISTRITO	PROVINCIA	VÍA	
PROVINCIA			
POBLADO CERCANO			
II. CARACTERÍSTICAS GENERALES			
EXTENSIBILIDAD		GEOMETRÍA	
INEXTENSIBLES		UNIDIRECCIONAL SIMPLE	
EXTENSIBLES		BIDIRECCIONAL COMPUESTA	
		BIDIRECCIONAL PLANA	
III. CARACTERÍSTICAS GENERALES			
MATERIAL DE REFUERZO			
REFUERZO METÁLICO		REFUERZO DE GEOSINTÉTICO	
IV. COMPORTAMIENTO			
ACCIÓN DEL REFUERZO		GEOMETRÍA DEL REFUERZO	
TENSIÓN		RATIO DE COBERTURA	
CORTE			
RIGIDEZ TORSIONAL			
V. COMPORTAMIENTO			
INTERACCIÓN SUELO REFORZADO			
EVALUACIÓN DEL PULLOUT		EVALUACIÓN DE LA TENSIÓN MÁXIMA	
MOVIMIENTO ADMISIBLE		MÉTODO DE RANKINE	
MÁXIMA TENSIÓN		MÉTODO DE COULOMB	
VI. DISEÑO			
ESTUDIO DE SUELOS		SUBDRENAJE	TIPO DE GEOSINTÉTICO
PESO ESPECÍFICO		GEOMALLA (GG)	
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA		GEOMEMBRANA (GM)	
COHESIÓN		GEOCOMPUESTO (GC)	
VII. DISEÑO			
RESISTENCIA DE DISEÑO		ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	
FACTOR DE SEGURIDAD		DESPLAZAMIENTO	FALLA GLOBAL
RESISTENCIA PERMISIBLE		HUNDIMIENTO	
RESISTENCIA REQUERIDA		FUNDACIÓN	
APELLIDOS Y NOMBRE:		CACERES ESTRADA FRANCO RICARDO	
PROFESIÓN:		INGENIERO CIVIL	
REGISTRO CIP N°		218091	
E-MAIL:		fcacerese@gmail.com	

EXPERTO

1

1

0

1

1

1

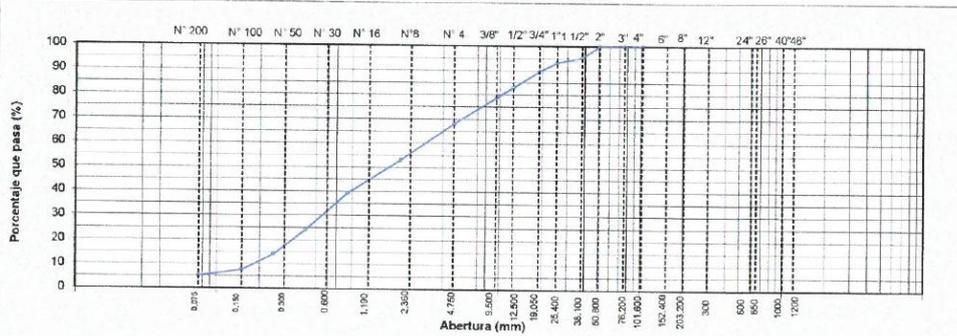
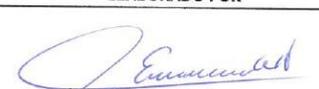
1

CALIFICACIÓN PROM.

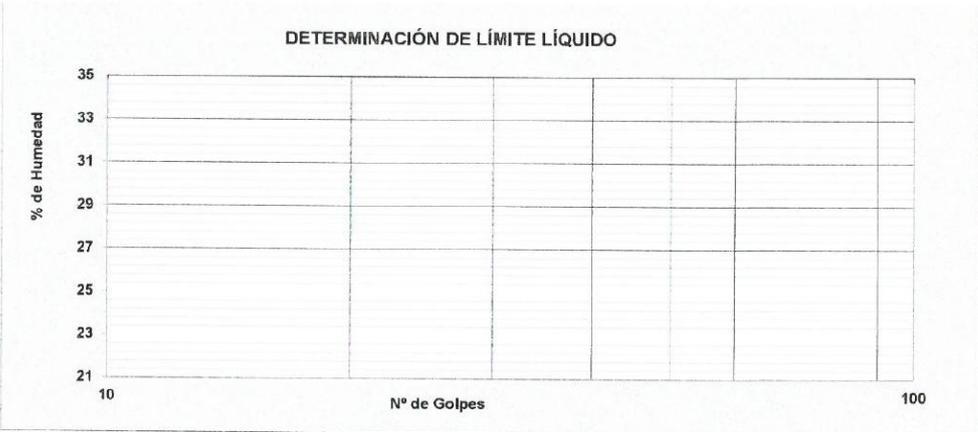
0.86

- 0: NO SE CONSIDERA VALIDA PARA EL INSTRUMENTO
 1: SE CONSIDERA VALIDAD PARA EL INSTRUMENTO

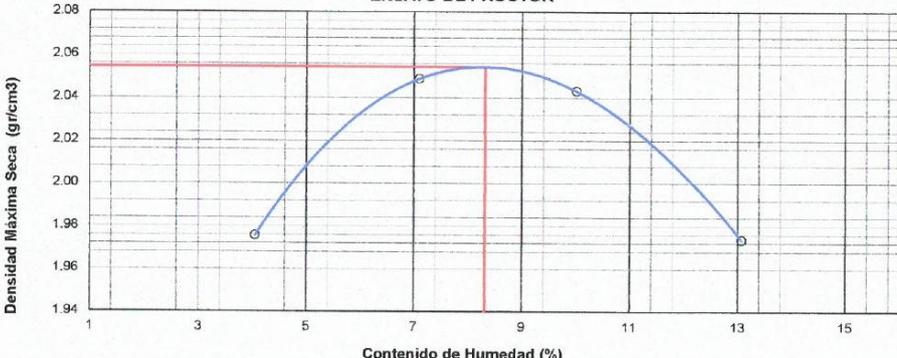
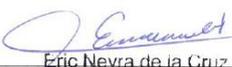
Anexo 07: Hoja técnica de ensayo de laboratorio análisis granulométrico (AASHTO T-27, ASTM D-6913)

	REGISTRO		ARICAGEOS.SGC.PC.1000-F1						
	LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO		Revisión:	0					
	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO		Fecha:	01/11/13					
(NORMA AASHTO T-27, ASTM D-6913)			Página:	1 de 5					
PROYECTO: "DISEÑO DE MUROS DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS SANTA ROSA DE QUIVES"			N° CORRELAT: M-1						
SOLICITANTE: GILBERTH MANCISIDOR ARAMBURU			FECHA: 31/05/2019						
DATOS DE MUESTRA									
Localización: Santa Rosa de Quives - Canta		Prof.:		Peso Inicial: 3,623 gr.					
Sondeo: C-1		Turno: Día		Tamaño Máximo: 2"					
Material: Terreno Natural		Material para:							
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% RETENIDO ACUM.	% QUE PASA	PASANTE ESPEC.		DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
						MAX	MIN		
48"	1200.000							Muestra 01	
40"	1000.000								
26"	650.000								
24"	600.000								
12"	300.000								
8"	203.200	0.0	0.0	0.0	100.0				
6"	152.400	0.0	0.0	0.0	100.0				
4"	101.600	0.0	0.0	0.0	100.0				
3"	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0				
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0				
1 1/2"	38.100	171.0	4.7	4.7	95.3				
1"	25.400	74.0	2.0	6.7	93.3				
3/4"	19.050	134.0	3.7	10.4	89.6				
1/2"	12.500	235.0	6.5	16.9	83.1				
3/8"	9.500	155.0	4.3	21.2	78.8				
1/4"	6.350	0.0							
Nº 4	4.750	392.0	10.8	32.0	68.0				
Nº 8	2.360	0.0	0.0	32.0	68.0				
Nº 10	2.000	108.3	15.0	47.0	53.0				
Nº 16	1.190	0.0	0.0	47.0	53.0				
Nº 20	0.840	98.2	13.6	60.6	39.4				
Nº 30	0.600	0.0	0.0	60.6	39.4				
Nº 40	0.420	109.9	15.2	75.8	24.2				
Nº 50	0.300	0.0	0.0	75.8	24.2				
Nº 60	0.250	73.2	10.2	86.0	14.0				
Nº 100	0.150	45.5	6.3	92.3	7.7				
Nº 200	0.075	18.7	2.6	94.9	5.1				
< Nº 200	FONDO	36.4	5.1						
PORCENTAJE DE GRAVA, ARENA Y FINOS					PESOS DE CORRECCIÓN DE SUELO				
Grava:		32.0 %			Peso de suelo seco > Nº 4		1,161 gr.		
Arena:		62.9 %			Peso de suelo seco < Nº 4		2,462 gr.		
Fino:		5.1 %			Peso de suelo seco total		3,623 gr.		
					Muestra: suelo seco < Nº 4				
					490.2 gr.				
PLASTICIDAD					CLASIFICACIÓN				
Límite Líquido:		0 %			AASHTO:		A-1-b (0)		
Límite Plástico:		NP %			SUCS:		SW - SM		
Índice de Plasticidad:		NP %							
CURVA GRANULOMETRICA									
									
ELABORADO POR					APROBADO POR				
Firma: 					Firma: 				
Nombre: ERIC NEYRA DE LA CRUZ					Nombre: JULIO CESAR CASTILLO FUENTES				
Fecha: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE					Fecha: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE				

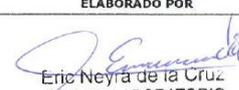
Anexo 08: Hoja técnica de ensayo de laboratorio límites de Atterberg (AASHTO T-89, ASTM D-4318)

	REGISTRO			ARICAGEOS.SGC.PC.1000-F2										
	AREA DE CALIDAD			Revisión: 0										
	LIMITES DE ATTERBERG (NORMA AASHTO T-89, ASTM D-4318)			Fecha: 01/11/13										
PROYECTO: "DISEÑO DE MUROS DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS SANTA ROSA DE QUIVES"			Página: 2 de 5			N° CORRELAT: M-1								
SOLICITANTE: GILBERTH MANCISIDOR ARAMBURU			FECHA: 31/05/2019											
DATOS DE MUESTRA														
Localización: Santa Rosa de Quives - Canta		Material para: -												
Sondeo: C-1														
Material: Terreno Natural														
LIMITE LIQUIDO														
ENSAYO N°		UND	1	2	3									
N° de Golpes														
Recipiente N°														
Peso del Recipiente + Suelo Hum.		grs.												
Peso del Recipiente + Suelo Seco		grs.												
Peso de agua		grs.												
Peso de Recipiente		grs.												
Peso de S. Seco		grs.												
% de Humedad		%												
LIMITE PLASTICO														
ENSAYO N°		UND	1	2										
Recipiente N°														
Peso del Recipiente + Suelo Hum.		grs.												
Peso del Recipiente + Suelo Seco		grs.												
Peso de agua		grs.												
Peso de Recipiente		grs.												
Peso de S. Seco		grs.												
% de Humedad		%												
DETERMINACIÓN DE LÍMITE LÍQUIDO														
														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">RESULTADOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Límite Líquido:</td> <td>NP %</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico:</td> <td>NP %</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidad:</td> <td>NP %</td> </tr> </tbody> </table>							RESULTADOS		Límite Líquido:	NP %	Límite Plástico:	NP %	Índice de Plasticidad:	NP %
RESULTADOS														
Límite Líquido:	NP %													
Límite Plástico:	NP %													
Índice de Plasticidad:	NP %													
OBSERVACIONES														
<hr/> <hr/> <hr/> <hr/>														
ELABORADO POR			APROBADO POR											
Firma: 			Firma: 											
Nombre: Eric Neyra de la Cruz JEFE DE LABORATORIO			Nombre: JULIO CESAR CASTILLO FUENTES INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 122877											
Fecha: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE			Fecha: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE											

Anexo 11: Hoja técnica de laboratorio Proctor (ASTM D-698 / D-1557)

	REGISTRO	ARICAGEOS.SGC.PC.1000-F5																				
	LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO	Revisión: 0																				
	ENSAYO DE PROCTOR (NORMA ASTM D-698 / D-1557)	Fecha: 01/11/13 Pag.: 5 de 5																				
PROYECTO: "DISEÑO DE MUROS DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS SANTA ROSA DE QUIVES"		N° CORRELAT: M-1																				
SOLICITANTE: GILBERTH MANCISIDOR ARAMBURU		FECHA: 31/05/2019																				
DATOS DE MUESTRA Localización: Santa Rosa de Quives - Canta Material para: _____ Sondeo: C-1 Material: Terreno Natural																						
COMPACTACION																						
ENSAYO N°	1	2	3	4																		
N° Capas	5	5	5	5																		
N° Golpes	25	25	25	25																		
Peso suelo + molde (gr.)	5,840.0	5,970.0	6,020.0	6,005.0																		
Peso molde (gr.)	3,914.0	3,914.0	3,914.0	3,914.0																		
Peso suelo compactado (gr.)	1,926.0	2,056.0	2,106.0	2,091.0																		
Volumen del molde (cm ³)	937.0	937.0	937.0	937.0																		
Densidad húmeda (gr/cm ³)	2.055	2.194	2.248	2.232																		
HUMEDAD (%)																						
Tara N°	T-25	T-26	T-27	T-28																		
Tara + suelo húmedo (gr.)	719.6	712.8	702.9	727.8																		
Tara + suelo seco (gr.)	700.0	679.5	657.4	670.0																		
Peso de agua (gr.)	19.6	33.3	45.5	57.8																		
Peso de tara (gr.)	215.6	210.5	202.9	227.8																		
Peso de suelo seco (gr.)	484.4	469.0	454.5	442.2																		
Humedad (%)	4.05	7.10	10.01	13.07																		
Densidad Seca (gr/cm ³)	1.976	2.049	2.043	1.974																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4">DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>MÉTODO</td> <td style="text-align: center;">A</td> <td style="text-align: center;">(B)</td> <td style="text-align: center;">C</td> </tr> <tr> <td>TIPO DE MOLDE</td> <td style="text-align: center;">4"</td> <td style="text-align: center;">(4")</td> <td style="text-align: center;">6"</td> </tr> </tbody> </table>			DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO				MÉTODO	A	(B)	C	TIPO DE MOLDE	4"	(4")	6"	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CARACTERÍSTICAS DEL MOLDE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>PESO (GR.)</td> <td style="text-align: right;">3,914.0</td> </tr> <tr> <td>VOLUMEN (CM3)</td> <td style="text-align: right;">937.0</td> </tr> </tbody> </table>		CARACTERÍSTICAS DEL MOLDE		PESO (GR.)	3,914.0	VOLUMEN (CM3)	937.0
DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO																						
MÉTODO	A	(B)	C																			
TIPO DE MOLDE	4"	(4")	6"																			
CARACTERÍSTICAS DEL MOLDE																						
PESO (GR.)	3,914.0																					
VOLUMEN (CM3)	937.0																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">RESULTADOS DE PROCTOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Máxima Densidad Seca (gr/cm³):</td> <td style="text-align: right;">2.054</td> </tr> <tr> <td>Óptimo Contenido de Humedad (%):</td> <td style="text-align: right;">8.32</td> </tr> </tbody> </table>			RESULTADOS DE PROCTOR		Máxima Densidad Seca (gr/cm ³):	2.054	Óptimo Contenido de Humedad (%):	8.32	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">RESULTADOS DE PROCTOR CORREGIDO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Máxima Densidad Seca Corregido (gr/cm³):</td> <td style="text-align: right;"> </td> </tr> <tr> <td>Óptimo Contenido de Humedad Corregido(%):</td> <td style="text-align: right;"> </td> </tr> </tbody> </table>		RESULTADOS DE PROCTOR CORREGIDO		Máxima Densidad Seca Corregido (gr/cm ³):		Óptimo Contenido de Humedad Corregido(%):							
RESULTADOS DE PROCTOR																						
Máxima Densidad Seca (gr/cm ³):	2.054																					
Óptimo Contenido de Humedad (%):	8.32																					
RESULTADOS DE PROCTOR CORREGIDO																						
Máxima Densidad Seca Corregido (gr/cm ³):																						
Óptimo Contenido de Humedad Corregido(%):																						
ENSAYO DE PROCTOR																						
																						
OBSERVACIONES 																						
ELABORADO POR			APROBADO POR																			
Firma:  Nombre: Eric Neyra de la Cruz JEFE DE LABORATORIO			Firma:  Nombre: JULIO CESAR CASTILLO FUENTES INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 122877																			
Fecha: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE			Fecha: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE																			

Anexo 12: Hoja técnica de Corte directo (ASTM D-3080)

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES												
ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ASTM D - 3080												
Proyecto: DISEÑO DE MUROS DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS SANTA ROSA DE QUIVÉS					Fecha de ensayo: 16/08/2016							
Solicitante: GILBERTH MANCISDOR ARAMBURU												
Sondeo: C-1												
Muestra: M-1												
Fuente:					Ensayo No.: 1							
Ubicación: SANTA ROSA DE QUIVÉS - CANTA					Identificación de la muestra: M-1							
Temperatura: 20 °C					Humedad Relativa: 95 %							
TIPO DE ENSAYO: NO CONSOLIDADO, DRENADO / REMOLDEADO Profundidad: - m												
Parámetros de la muestra												
Diámetro (mm)	Item 1		Item 2		Item 3		Item 4					
Área (mm²)	4932.25		4932.25		4932.25		4932.25					
Altura (mm)	25.50		25.50		25.50		25.50					
Humedad natural (%)	-		-		-		-					
Peso del suelo húmedo (g)	-		-		-		-					
Peso del suelo seco (g)	-		-		-		-					
Densidad de remoldeo (g/cm³)	1.630		1.630		1.630		1.630					
Masa unitaria húmeda (g/cm³)	-		-		-		-					
Masa unitaria seca (g/cm³)	-		-		-		-					
Grado de saturación (%)	-		-		-		-					
Relación de vacíos inicial	-		-		-		-					
Deformación Consolidación (mm)	-		-		-		-					
Relación de vacíos final	-		-		-		-					
Parámetros del Ensayo												
Pesos en el brazo (kg)	4.00		8.00		12.00		-					
Peso del estribo (kg)	3.00		3.00		3.00		-					
Multiplicador del brazo de palanca	5.00		5.00		5.00		-					
Velocidad desplazamiento (mm/min)	0.25		0.25		0.25		-					
Esfuerzo Vertical (kPa)	57.66		106.22		154.83		-					
Consolidación: NO CONSOLIDADO, DRENADO / NO CONSOLIDADO, DRENADO / NO CONSOLIDADO, DRENADO												
Deformación												
(mm)	Deformación Htzal			Deformación Normal			Fuerza			Esfuerzo Cortante		
(mm)	(%)			(mm)			(N)			(kPa)		
Esfuerzo Vertical (kPa)	50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150
0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.800	5.87	14.26	0.70	1.48	3.58
0.10	0.18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	43.200	16.20	57.95	1.73	4.08	14.60
0.20	0.31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	63.400	26.59	85.65	3.66	5.62	21.67
0.30	0.47	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	72.200	43.01	106.68	7.67	10.83	26.87
0.40	0.63	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	78.500	64.41	127.36	11.26	15.22	32.58
0.50	0.78	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	84.000	75.36	144.65	12.83	18.98	36.39
0.60	0.94	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	88.600	85.04	160.33	13.97	21.67	40.39
0.80	1.28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	100.200	101.31	186.69	15.00	25.52	47.02
1.00	1.57	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	109.400	111.35	216.05	15.74	29.05	52.91
1.20	1.83	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	116.200	121.91	236.13	17.80	32.71	57.87
1.40	2.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	127.600	131.17	247.35	16.44	33.04	62.31
1.60	2.52	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	139.400	138.34	264.06	21.01	34.85	66.52
1.80	2.83	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	149.800	147.09	278.49	22.67	37.05	70.15
2.00	3.15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	159.400	158.34	291.66	24.77	40.64	73.68
2.20	3.48	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	171.400	168.85	305.31	26.98	42.53	78.90
2.40	3.78	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	179.800	180.60	316.40	28.33	45.49	79.70
2.60	4.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	184.400	193.10	327.70	30.46	48.64	82.54
2.80	4.41	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	189.400	204.98	336.21	31.95	51.53	84.44
3.00	4.72	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	196.400	213.57	342.23	32.77	53.80	86.21
3.20	5.04	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	195.600	224.54	348.14	33.65	55.56	87.69
3.40	5.36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	198.200	235.23	353.93	34.90	59.25	89.15
3.60	5.67	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	198.000	242.79	359.72	34.76	61.16	90.61
3.80	5.95	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	191.000	252.05	364.39	35.22	63.49	91.78
4.00	6.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	188.200	259.46	368.56	35.18	65.36	92.84
4.20	6.61	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	201.200	264.70	374.27	35.01	66.58	93.52
4.40	6.93	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	201.000	267.32	372.88	35.22	67.33	93.93
4.60	7.24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	200.800	269.52	372.86	35.75	67.89	93.93
4.80	7.56	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	200.600	270.84	371.64	35.72	68.22	93.61
5.00	7.87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	201.000	268.22	368.20	35.68	67.56	93.00
5.50	8.56	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	204.000	267.03	366.00	35.65	67.26	92.19
6.00	9.45	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	202.800	260.83	357.25	35.72	65.72	89.99
6.50	10.24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	203.400	252.28	342.35	36.25	64.81	86.24
7.00	11.02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	203.400	236.35	344.83	36.00	64.97	86.86
Observaciones:												
ELABORADO POR												
Firma:  Eric Neyra de la Cruz JEFE DE LABORATORIO ARICAGEOS SOILS & CONCRET					APROBADO POR							
Nombre: ERIC NEYRA DE LA CRUZ Fecha:					Firma:  JULIO CESAR CASTILLO FUENTES INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 122877 Nombre: ARICAGEOS SOILS & CONCRETE Fecha:							

Anexo 13: Hoja técnica de perfil estratigráfico

ARICAGEOS		LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS											
Título: ESTUDIO DE SUELOS PROYECTO "DISEÑO DE MUROS DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS SANTA ROSA DE QUIVES"													
CALICATA N° 01		DESCRIPCIÓN DE CALICATA				PROYECTO							
						Nro. de PROYECTO:							
						SOLICITA: GILBERTH MANCISIDOR ARAMBURU							
						FECHA: 27/05/2019			HORA: 13:00:00 p.m.				
						UBICACIÓN							
Latitud:		Longitud:											
Elevación (m):		Dimensión (mxm):											
INGENIERO: Julio Castillo													
TECNICO: C. A.													
Equipo: Manual													
OPERADOR:													
NIVEL FREÁTICO: NO PRESENTA													
CONDICIONES DE LA SUPERFICIE:													
PROF. RAICES: NO													
Estimación Visual													
PROF. (m)	MUESTRA No.	SIMBOLO		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL. (Nombre del Grupo - Símbolo del Grupo) Humedad, reacción al HCl, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava-bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica.	% SUBTERRANEO ¹⁾	% GRAVA ²⁾	% ARENA ³⁾	% FINOS ⁴⁾	COLOR	CONSISTENCIA O DENSIDAD RELATIVA ⁵⁾	PLASTICIDAD (pp, b, m, A)	CUBIERTURA ⁶⁾	OTROS TESTES ⁷⁾
		SUCS	GRAFICO										
0.00													
0.50													
1.00													
1.50													
2.00	M-1	SW - SM		ARENA LIMOÑA - BIEN GRADADA CON FUERTE PRESENCIA DE GRAVAS Y BOLONERIAS - 3% (30%) y COLOR MARRÓN, HÚMEDA, NO PLÁSTICA, COMPACTA, CEMENTACIÓN MODERADA.	30.0	32.0	62.5	5.1	Marrón	Compacta	NP	Moderada	
2.50													
3.00													
3.50													
4.00													

Notas

1) Porcentaje = 3 prafadas

2) Suma de grava, arena y limo = 100%

3) Para suelo de grano fino (cohesivos) muy blando, blando, firme, duro y muy duro

4) Para suelos de grano grueso (sin cohesivos) muy muy blando, blando, compacto, denso, muy denso

5) Duro, Moderado, blando

6) Percentaje de bolallas, degradado o sin

7) Estabilizado, laminado, laminado, lapado (dilatancia), en bloques, testicular, homogéneo


JULIO CESAR CASTILLO FUENTES
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 122877
 ARICAGEOS SOILS & CONCRETE

Anexo 14: Reporte de diseño de muro de suelo reforzado tramo 01 (Km 44+800 - Km 44+850)

<p>MSEW – Mechanically Stabilized Earth Walls Present Date/Time: Tue Jun 11 17:33:43 2019</p>	<p align="right">Muro de suelo reforzado D:\DATA\Desktop\MSR-SANTA ROSA DE QUIVEZ\MSEW1.BEN</p>
<p>AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD Muro de suelo reforzado MSEW(3.0): Update # 11.1</p>	
<p>PROJECT IDENTIFICATION</p> <p>Title: Muro de suelo reforzado Project Number: Km 44 +800 1 Client: Sta. Rosa de Quives Designer: D.R. Station Number:</p> <p>Description:</p> <p>Company's information:</p> <p>Name: Street:</p> <p>Telephone #: Fax #: E-Mail:</p> <p>Original file path and name: D:\DATA\Desktop\MSR-SANTA ROSA DE QUIVEZ\MSEW1.BEN Original date and time of creating this file: Tue Jun 11 10:37:18 2019</p> <p>PROGRAM MODE: DESIGN of a SIMPLE STRUCTURE using GEOGRID as reinforcing material.</p>	
<p>Muro de suelo reforzado Copyright © 1998-2010 ADAMA Engineering, Inc.</p>	
<p>Page 1 of 9 License number MSEW-302337</p>	

DESIGN DATA

DESIGN OBJECTIVES

Minimum factor of safety against pullout, F_s -po	1.50
Minimum factor of safety against direct sliding, F_s -sliding	1.50
Maximum allowable eccentricity ratio at each reinforcement level, e/L	0.1667
Minimum factor of safety against compound and overall failure, F_s -comp-static	1.30
Minimum factor of safety against compound and overall failure, F_s -comp-seismic	1.10

Prescribed minimum resistive length to prevent pullout, $L_e = 1.00$ m.
 Prescribed minimum normalized length of each layer is: $L/H_d = 0.70 \rightarrow L = 1.61$ m.
 Prescribed minimum absolute total length of each layer is: $L = 1.80$ m.

BEARING CAPACITY

Bearing capacity is controlled by general shear.

Maximum permissible eccentricity ratio (soil), e/L	0.1667
Minimum factor of safety with respect to ultimate bearing capacity (Meyerhof approach)	2.50
Bearing capacity coefficients: $N_c = 30.14$ $N \gamma = 22.40$	

SOIL DATA

REINFORCED SOIL

Unit weight, γ	16.5 kN/m ³
Design value of internal angle of friction, ϕ	34.0 °

RETAINED SOIL

Unit weight, γ	18.0 kN/m ³
Design value of internal angle of friction, ϕ	30.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight, γ_{equiv}	18.0 kN/m ³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv}	30.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv}	0.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.2827 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
 Inclination of internal slip plane, $\psi = 62.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3333 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.250$
 Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.300$
 Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.300 \Rightarrow K_h = A_m = 0.300$
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.5693$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.3333$ $\Delta K_{ae} = 0.2360$

DIRECT SLIDING / ECCENTRICITY

Seismic safety factor is 75.0% of specified static FS for direct sliding.
 Maximum allowable eccentricity, e/L , under seismic conditions is: 0.3300

BEARING CAPACITY

Seismic safety factor is 75.0% of specified static FS for bearing capacity.
 Maximum allowable eccentricity, e/L , under seismic conditions is: 0.3300

INTERNAL STABILITY

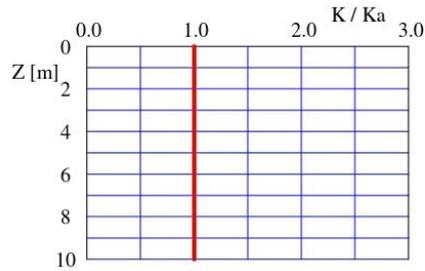
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.
 Seismic factor of safety against pullout, F_s -po, is 75.0% of its specified static value.
 Seismic overall factor of safety, F_s -overall, is 75.0% of its specified static value.
 The reduction of F_s -overall pertains to geogrid strength and to connection strength for both break and pullout modes of failure.

**INPUT DATA: Geogrids
 (Multiple type reinforcement)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	98.0				
Durability reduction factor, RFd	1.05				
Installation-damage reduction factor, RFid	1.10				
Creep reduction factor, RFc	2.00	N/A	N/A	N/A	N/A
Fs-overall for strength	1.00				
Coverage ratio, Rc	1.000				
Friction angle along geogrid-soil interface, ρ	21.33				
Pullout resistance factor, F*	$0.80 \cdot \tan \phi$	N/A	N/A	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8				

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

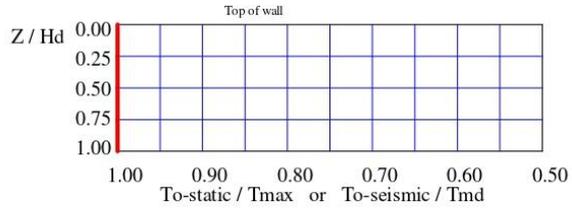
Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



INPUT DATA: Facia and Connection (according to revised Demo 82)
(Design) ***** Important: Hinge height concept is ignored. *****

FACIA type: Facing enabling frictional connection of reinforcement (e.g., modular concrete blocks, gabions)
 Depth/height of block is 0.30/0.20 m. Horizontal distance to Center of Gravity of block is 0.15 m.
 Average unit weight of block is $\gamma_f = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Z / Hd	To-static / Tmax or To-seismic / Tmd
0.00	1.00
0.25	1.00
0.50	1.00
0.75	1.00
1.00	1.00



To-static, To-seismic = connection force, static and superimposed dynamic component, respectively.

Geogrid Type #1		Geogrid Type #2		Geogrid Type #3		Geogrid Type #4		Geogrid Type #5	
$\sigma^{(1)}$	CRult ⁽²⁾	σ	CRult	σ	CRult	σ	CRult	σ	CRult
50.0	1.00								
100.0	1.00	N/A		N/A		N/A		N/A	

Geogrid Type #1		Geogrid Type #2		Geogrid Type #3		Geogrid Type #4		Geogrid Type #5	
σ	CRcr ⁽³⁾	σ	CRcr	σ	CRcr	σ	CRcr	σ	CRcr
0.0	0.00								
50.0	0.60	N/A		N/A		N/A		N/A	
100.0	0.90								

⁽¹⁾ σ = Confining stress in between stacked blocks [kPa]

⁽²⁾ CRult = Tc-ult / Tult-geogrid

⁽³⁾ CRcr = Tcre / Tult-geogrid

In seismic analysis, long term strength is reduced to 80% of its static value.

D A T A (for connection only)	Type #1	Type #2	Type #3	Type #4	Type #5
Product Name	TT090RWA	N/A	N/A	N/A	N/A
Connection strength reduction factor, RFd	2.00	N/A	N/A	N/A	N/A
Creep reduction factor, RFC	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Overall factor of safety: Connection strength, Fs	1.50	N/A	N/A	N/A	N/A

INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 2.30 [m] { Embedded depth is E = 0.30 m, and height above top of finished bottom grade is H = 2.00 m }

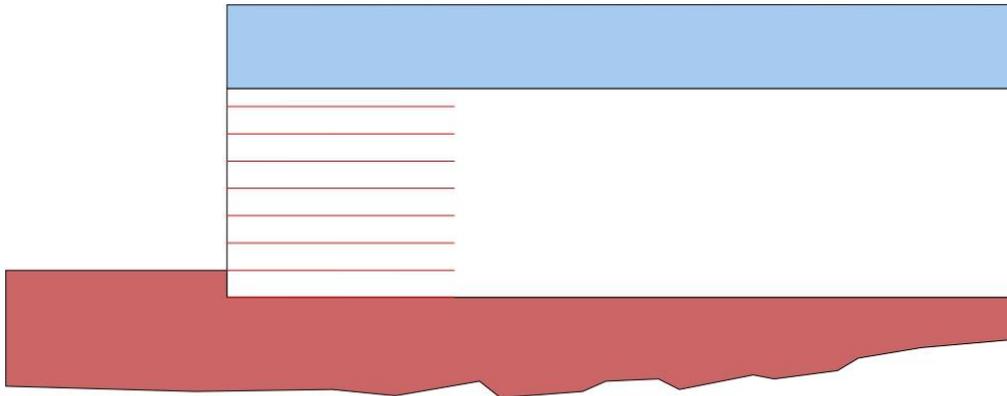
Batter, ω 0.0 [deg]

Backslope, β 0.0 [deg]

Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
Uniformly distributed dead load is 20.0 [kPa]

DESIGNED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



REINFORCEMENT LAYOUT AND DESIGN CRITERIA

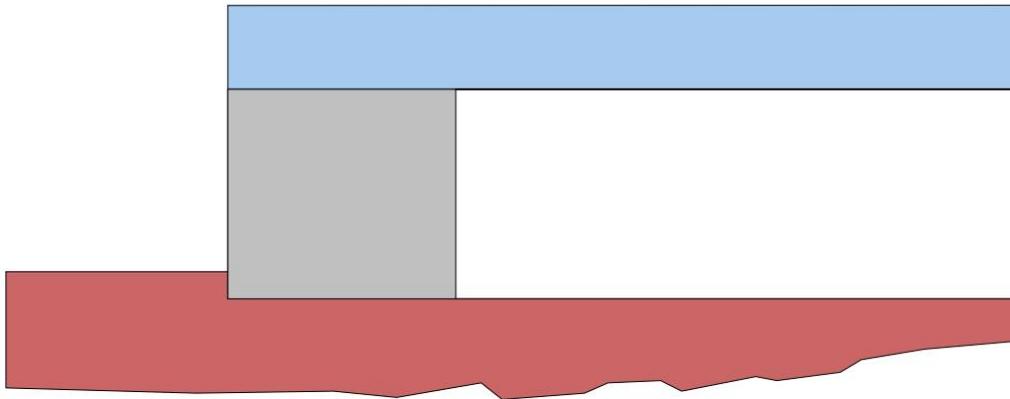
LEGEND: (1) Connection strength √ Satisfactory
 (2) Geogrid strength ⊗ Unsatisfactory
 (3) Pullout resistance
 (4) Direct sliding
 (5) Eccentricity

Bearing capacity: √
 Foudation Interface: Direct sliding √ Eccentricity √

#	G e o g r i d					#	G e o g r i d										
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	(1)	(2)		(3)	(4)	(5)	Elevation [m]	Length [m]	Type #	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	0.00	2.48	1	√	√	√	√	√	5	1.20	2.48	1	√	√	√	√	√
2	0.30	2.48	1	√	√	√	√	√	6	1.50	2.48	1	√	√	√	√	√
3	0.60	2.48	1	√	√	√	√	√	7	1.80	2.48	1	√	√	√	√	√
4	0.90	2.48	1	√	√	√	√	√	8	2.10	2.48	1	⊗	√	√	√	√

BEARING CAPACITY for DESIGNED LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q-ult	417.4	353.5	[kPa]
Meyerhof stress, σ_v	69.54	82.1	[kPa]
Eccentricity, e	0.21	0.37	[m]
Eccentricity, e/L	0.083	0.147	
Fs calculated	6.00	4.31	
Base length	2.48	2.48	[m]



SCALE:



**DIRECT SLIDING for DESIGNED LAYOUT
 (for GEOGRID reinforcements)**

Specified Fs-static = 1.500 and Fs-seismic = 1.125

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.664 and Fs-seismic = 1.665

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	2.48	1.802	1.126	1	TT090RWA
2	0.30	2.48	2.029	1.302	1	TT090RWA
3	0.60	2.48	2.330	1.542	1	TT090RWA
4	0.90	2.48	2.748	1.888	1	TT090RWA
5	1.20	2.48	3.376	2.428	1	TT090RWA
6	1.50	2.48	4.440	3.384	1	TT090RWA
7	1.80	2.48	6.711	5.517	1	TT090RWA
8	2.10	2.48	15.552	14.173	1	TT090RWA

ECCENTRICITY for DESIGNED LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0833, e/L seismic = 0.1471; Overturning: Fs-static = 6.00, Fs-seismic = 3.40

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	2.48	0.0833	0.1471	1	TT090RWA
2	0.30	2.48	0.0652	0.1111	1	TT090RWA
3	0.60	2.48	0.0491	0.0801	1	TT090RWA
4	0.90	2.48	0.0349	0.0542	1	TT090RWA
5	1.20	2.48	0.0228	0.0334	1	TT090RWA
6	1.50	2.48	0.0129	0.0176	1	TT090RWA
7	1.80	2.48	0.0055	0.0068	1	TT090RWA
8	2.10	2.48	0.0010	0.0011	1	TT090RWA

RESULTS for STRENGTH Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.00	42.4	2.4	1.1	1.000	17.640	0.750	14.302	TT090RWA
2	0.30	42.4	4.5	1.1	1.000	9.438	0.750	8.450	TT090RWA
3	0.60	42.4	4.1	1.0	1.000	10.410	0.750	9.294	TT090RWA
4	0.90	42.4	3.7	0.9	1.000	11.606	0.750	10.326	TT090RWA
5	1.20	42.4	3.2	0.8	1.000	13.111	0.750	11.614	TT090RWA
6	1.50	42.4	2.8	0.8	1.000	15.066	0.750	13.271	TT090RWA
7	1.80	42.4	2.4	0.7	1.000	17.706	0.750	15.478	TT090RWA
8	2.10	42.4	2.3	0.6	1.000	18.733	0.750	16.484	TT090RWA

RESULTS for PULLOUT Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.00	1.000	2.41	1.12	2.48	0.00	124.3	1.500	51.675	99.4	1.125	28.186
2	0.30	1.000	4.50	1.05	2.32	0.16	106.4	1.500	23.662	85.1	1.125	15.344
3	0.60	1.000	4.08	0.98	2.17	0.32	89.8	1.500	22.037	71.8	1.125	14.217
4	0.90	1.000	3.66	0.91	2.01	0.48	74.6	1.500	20.413	59.7	1.125	13.086
5	1.20	1.000	3.24	0.83	1.85	0.64	60.8	1.500	18.789	48.6	1.125	11.950
6	1.50	1.000	2.82	0.76	1.69	0.80	48.3	1.500	17.165	38.7	1.125	10.807
7	1.80	1.000	2.40	0.69	1.53	0.96	37.2	1.500	15.540	29.8	1.125	9.653
8	2.10	1.000	2.26	0.62	1.37	1.12	27.5	1.500	12.143	22.0	1.125	7.632

DESIGN DATA

DESIGN OBJECTIVES

Minimum factor of safety against pullout, $F_s\text{-po}$	1.50
Minimum factor of safety against direct sliding, $F_s\text{-sliding}$	1.50
Maximum allowable eccentricity ratio at each reinforcement level, e/L	0.1667
Minimum factor of safety against compound and overall failure, $F_s\text{-comp-static}$	1.30
Minimum factor of safety against compound and overall failure, $F_s\text{-comp-seismic}$	1.10

Prescribed minimum resistive length to prevent pullout, $L_e = 1.00$ m.
 Prescribed minimum normalized length of each layer is: $L/H_d = 0.70 \rightarrow L = 1.96$ m.
 Prescribed minimum absolute total length of each layer is: $L = 1.80$ m.

BEARING CAPACITY

Bearing capacity is controlled by general shear.	
Maximum permissible eccentricity ratio (soil), e/L	0.1667
Minimum factor of safety with respect to ultimate bearing capacity (Meyerhof approach)	2.50
Bearing capacity coefficients: $N_c = 30.14$ $N \gamma = 22.40$	

SOIL DATA

REINFORCED SOIL

Unit weight, γ	16.5 kN/m ³
Design value of internal angle of friction, ϕ	34.0 °

RETAINED SOIL

Unit weight, γ	18.0 kN/m ³
Design value of internal angle of friction, ϕ	30.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight, $\gamma_{equiv.}$	18.0 kN/m ³
Equivalent internal angle of friction, $\phi_{equiv.}$	30.0 °
Equivalent cohesion, $c_{equiv.}$	0.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.2827 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
 Inclination of internal slip plane, $\psi = 62.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3333 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.250$
 Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.300$
 Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.300 \Rightarrow K_h = A_m = 0.300$
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.5693$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.3333$ $\Delta K_{ae} = 0.2360$

DIRECT SLIDING / ECCENTRICITY

Seismic safety factor is 75.0% of specified static FS for direct sliding.
 Maximum allowable eccentricity, e/L , under seismic conditions is: 0.3300

BEARING CAPACITY

Seismic safety factor is 75.0% of specified static FS for bearing capacity.
 Maximum allowable eccentricity, e/L , under seismic conditions is: 0.3300

INTERNAL STABILITY

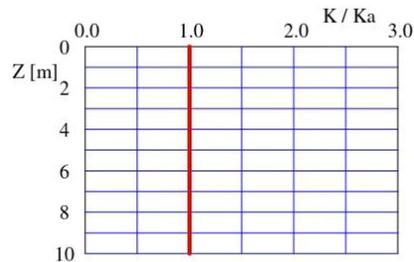
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.
 Seismic factor of safety against pullout, $F_s\text{-po}$, is 75.0% of its specified static value.
 Seismic overall factor of safety, $F_s\text{-overall}$, is 75.0% of its specified static value.
 The reduction of $F_s\text{-overall}$ pertains to geogrid strength and to connection strength for both break and pullout modes of failure.

**INPUT DATA: Geogrids
 (Multiple type reinforcement)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	98.0				
Durability reduction factor, RFd	1.05				
Installation-damage reduction factor, RFid	1.10				
Creep reduction factor, RFc	2.00	N/A	N/A	N/A	N/A
Fs-overall for strength	1.00				
Coverage ratio, Rc	1.000				
Friction angle along geogrid-soil interface, ρ	21.33				
Pullout resistance factor, F*	$0.80 \cdot \tan \phi$	N/A	N/A	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8				

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

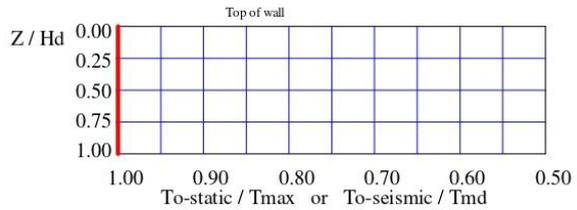
Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



INPUT DATA: Facia and Connection (according to revised Demo 82)
(Design) ***** Important: Hinge height concept is ignored. *****

FACIA type: Facing enabling frictional connection of reinforcement (e.g., modular concrete blocks, gabions)
 Depth/height of block is 0.30/0.20 m. Horizontal distance to Center of Gravity of block is 0.15 m.
 Average unit weight of block is $\gamma_f = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Z / Hd	To-static / Tmax or To-seismic / Tmd
0.00	1.00
0.25	1.00
0.50	1.00
0.75	1.00
1.00	1.00



To-static, To-seismic = connection force, static and superimposed dynamic component, respectively.

Geogrid Type #1 $\sigma^{(1)}$ CRult	Geogrid Type #2 $\sigma^{(2)}$ CRult	Geogrid Type #3 σ CRult	Geogrid Type #4 σ CRult	Geogrid Type #5 σ CRult
50.0 100.0	1.00 1.00	N/A N/A	N/A N/A	N/A N/A

Geogrid Type #1 σ CRcr	Geogrid Type #2 $\sigma^{(3)}$ CRcr	Geogrid Type #3 σ CRcr	Geogrid Type #4 σ CRcr	Geogrid Type #5 σ CRcr
0.0 50.0 100.0	0.00 0.60 0.90	N/A N/A	N/A N/A	N/A N/A

- ⁽¹⁾ σ = Confining stress in between stacked blocks [kPa]
- ⁽²⁾ CRult = $T_c\text{-ult} / T_{ult}\text{-geogrid}$
- ⁽³⁾ CRcr = $T_{cre} / T_{ult}\text{-geogrid}$

In seismic analysis, long term strength is reduced to 80% of its static value.

D A T A (for connection only)	Type #1	Type #2	Type #3	Type #4	Type #5
Product Name	TT090RWA	N/A	N/A	N/A	N/A
Connection strength reduction factor, RFd	2.00	N/A	N/A	N/A	N/A
Creep reduction factor, RFc	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Overall factor of safety: Connection strength, Fs	1.50	N/A	N/A	N/A	N/A

INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 2.80 [m] { Embedded depth is E = 0.30 m, and height above top of finished bottom grade is H = 2.50 m }

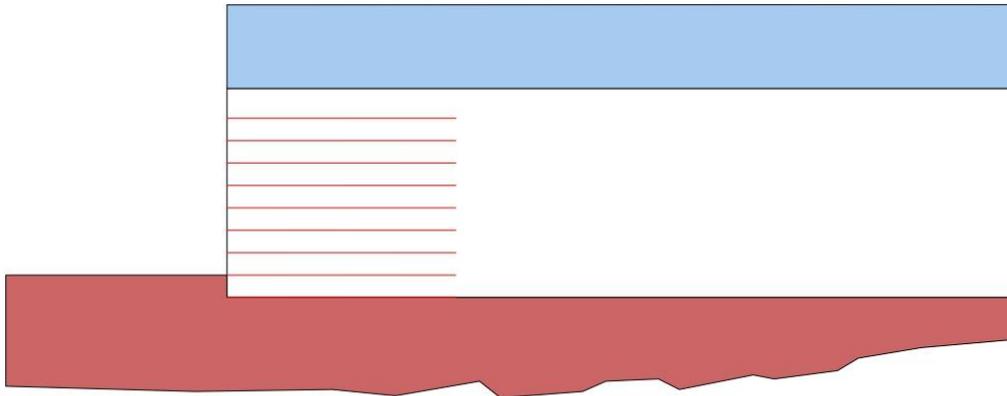
Batter, ω 0.0 [deg]

Backslope, β 0.0 [deg]

Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
Uniformly distributed dead load is 20.0 [kPa]

DESIGNED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



REINFORCEMENT LAYOUT AND DESIGN CRITERIA

LEGEND: (1) Connection strength √ Satisfactory
 (2) Geogrid strength ⊗ Unsatisfactory
 (3) Pullout resistance
 (4) Direct sliding
 (5) Eccentricity

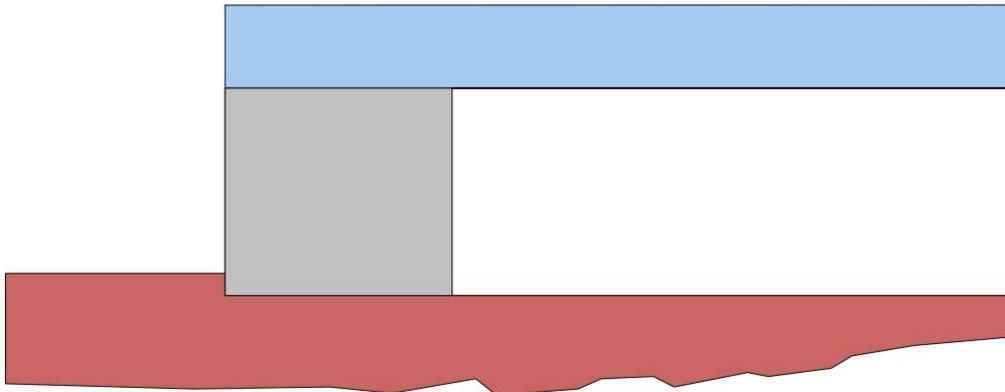
Bearing capacity: √
 Foudation Interface: Direct sliding √ Eccentricity √

#	G e o g r i d			(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Elevation [m]	Length [m]	Type #					
1	0.00	3.05	1	√	√	√	√	√
2	0.30	3.05	1	√	√	√	√	√
3	0.60	3.05	1	√	√	√	√	√
4	0.90	3.05	1	√	√	√	√	√
5	1.20	3.05	1	√	√	√	√	√

#	G e o g r i d			(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Elevation [m]	Length [m]	Type #					
6	1.50	3.05	1	√	√	√	√	√
7	1.80	3.05	1	√	√	√	√	√
8	2.10	3.05	1	√	√	√	√	√
9	2.40	3.05	1	⊗	√	√	√	√

BEARING CAPACITY for DESIGNED LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q-ult	518.0	435.7	[kPa]
Meyerhof stress, σ_v	78.49	93.3	[kPa]
Eccentricity, e	0.24	0.44	[m]
Eccentricity, e/L	0.078	0.145	
Fs calculated	6.60	4.67	
Base length	3.05	3.05	[m]



SCALE:



**DIRECT SLIDING for DESIGNED LAYOUT
 (for GEOGRID reinforcements)**

Specified F_s -static = 1.500 and F_s -seismic = 1.125

Along reinforced and foundation soils interface: F_s -static = 2.760 and F_s -seismic = 1.665

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	F_s Static	F_s Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	3.05	1.867	1.126	1	TT090RWA
2	0.30	3.05	2.057	1.267	1	TT090RWA
3	0.60	3.05	2.294	1.446	1	TT090RWA
4	0.90	3.05	2.599	1.684	1	TT090RWA
5	1.20	3.05	3.008	2.014	1	TT090RWA
6	1.50	3.05	3.589	2.501	1	TT090RWA
7	1.80	3.05	4.491	3.288	1	TT090RWA
8	2.10	3.05	6.115	4.769	1	TT090RWA
9	2.40	3.05	10.055	8.522	1	TT090RWA

ECCENTRICITY for DESIGNED LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0783, e/L seismic = 0.1453; Overturning: F_s -static = 6.39, F_s -seismic = 3.44

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e/L Static	e/L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	3.05	0.0783	0.1453	1	TT090RWA
2	0.30	3.05	0.0641	0.1157	1	TT090RWA
3	0.60	3.05	0.0513	0.0895	1	TT090RWA
4	0.90	3.05	0.0397	0.0666	1	TT090RWA
5	1.20	3.05	0.0293	0.0472	1	TT090RWA
6	1.50	3.05	0.0204	0.0311	1	TT090RWA
7	1.80	3.05	0.0128	0.0183	1	TT090RWA
8	2.10	3.05	0.0068	0.0089	1	TT090RWA
9	2.40	3.05	0.0024	0.0029	1	TT090RWA

RESULTS for STRENGTH Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.00	42.4	2.8	1.5	1.000	15.400	0.750	12.191	TT090RWA
2	0.30	42.4	5.2	1.4	1.000	8.167	0.750	7.213	TT090RWA
3	0.60	42.4	4.8	1.3	1.000	8.885	0.750	7.821	TT090RWA
4	0.90	42.4	4.4	1.2	1.000	9.741	0.750	8.542	TT090RWA
5	1.20	42.4	3.9	1.1	1.000	10.780	0.750	9.410	TT090RWA
6	1.50	42.4	3.5	1.1	1.000	12.068	0.750	10.473	TT090RWA
7	1.80	42.4	3.1	1.0	1.000	13.704	0.750	11.808	TT090RWA
8	2.10	42.4	2.7	0.9	1.000	15.854	0.750	13.532	TT090RWA
9	2.40	42.4	3.8	0.8	1.000	11.119	0.750	10.013	TT090RWA

RESULTS for PULLOUT Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.00	1.000	2.75	1.45	3.05	0.00	174.1	1.500	63.192	139.3	1.125	33.120
2	0.30	1.000	5.19	1.37	2.89	0.16	152.6	1.500	29.376	122.1	1.125	18.584
3	0.60	1.000	4.78	1.30	2.73	0.32	132.5	1.500	27.754	106.0	1.125	17.457
4	0.90	1.000	4.36	1.22	2.57	0.48	113.8	1.500	26.133	91.1	1.125	16.325
5	1.20	1.000	3.94	1.15	2.41	0.64	96.5	1.500	24.512	77.2	1.125	15.186
6	1.50	1.000	3.52	1.07	2.25	0.80	80.4	1.500	22.882	64.4	1.125	14.033
7	1.80	1.000	3.10	0.99	2.09	0.96	65.8	1.500	21.261	52.7	1.125	12.873
8	2.10	1.000	2.68	0.92	1.93	1.12	52.6	1.500	19.640	42.0	1.125	11.697
9	2.40	1.000	3.82	0.84	1.77	1.28	40.6	1.500	10.649	32.5	1.125	6.978

RESULTS for CONNECTION (static conditions)
 Live Load included in calculating Tmax

***** Important: Hinge height concept is ignored. *****

#	Geogrid Elevation force, To [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection (short-term strength) CRult	Reduction factor for connection (long-term strength) CRcr	Available connection strength [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection strength		Fs-overall Geogrid strength		Product name
							Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.00	2.8	1.00	0.70	34.5	42.4	1.50	12.51	1.00	15.40	TT090RWA
2	0.30	5.2	1.00	0.66	32.3	42.4	1.50	6.23	1.00	8.17	TT090RWA
3	0.60	4.8	1.00	0.62	30.2	42.4	1.50	6.33	1.00	8.88	TT090RWA
4	0.90	4.4	1.00	0.55	26.8	42.4	1.50	6.16	1.00	9.74	TT090RWA
5	1.20	3.9	1.00	0.46	22.6	42.4	1.50	5.74	1.00	10.78	TT090RWA
6	1.50	3.5	1.00	0.37	18.3	42.4	1.50	5.22	1.00	12.07	TT090RWA
7	1.80	3.1	1.00	0.29	14.1	42.4	1.50	4.56	1.00	13.70	TT090RWA
8	2.10	2.7	1.00	0.20	9.9	42.4	1.50	3.69	1.00	15.85	TT090RWA
9	2.40	3.8	1.00	0.12	5.6	42.4	1.50	1.48	1.00	11.12	TT090RWA

RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)
 Live Load included in calculating Tmax

***** Important: Hinge height concept is ignored. *****

#	Geogrid Elevation force, To [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection (short-term strength) CRult	Reduction factor for connection (long-term strength) CRcr	Available connection strength [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection strength		Fs-overall Geogrid strength		Product name
							Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.00	4.2	1.00	0.56	27.6	42.4	1.13	7.30	0.75	12.19	TT090RWA
2	0.30	6.6	1.00	0.53	25.9	42.4	1.13	4.24	0.75	7.21	TT090RWA
3	0.60	6.1	1.00	0.49	24.2	42.4	1.13	4.34	0.75	7.82	TT090RWA
4	0.90	5.6	1.00	0.44	21.5	42.4	1.13	4.27	0.75	8.54	TT090RWA
5	1.20	5.1	1.00	0.37	18.1	42.4	1.13	4.05	0.75	9.41	TT090RWA
6	1.50	4.6	1.00	0.30	14.7	42.4	1.13	3.75	0.75	10.47	TT090RWA
7	1.80	4.1	1.00	0.23	11.3	42.4	1.13	3.34	0.75	11.81	TT090RWA
8	2.10	3.6	1.00	0.16	7.9	42.4	1.13	2.76	0.75	13.53	TT090RWA
9	2.40	4.7	1.00	0.09	4.5	42.4	1.13	1.15	0.75	10.01	TT090RWA

Anexo 16: Memoria de cálculo de muro de concreto armado tramo 01 (Km 44+800 - Km 44+850)

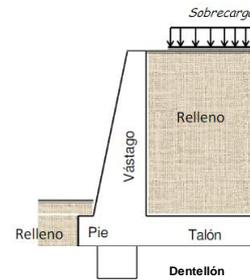
MURO DE CONTENCION h= 2.30m

DATOS

SUELO DE RELLENO		
Peso específico de relleno- conglomerado	$\gamma_r =$	1630.00 kg/m ³
ANGULO DE FRICCION INTERNA relleno conglomerado	$\phi =$	32.20 grados
Cohesion	c=	0.00 kg/cm ²
ALTURA DEL muro	H =	2.30 m
SUELO DE FUNDACION		
PESO ESPECIF. suelo de fundacion	$\gamma_1 =$	1630.00 Kg/m ³
ANGULO DE FRICCION INTERNA Selo de fundacion	$\phi =$	32.20 grado
Cohesion	c=	0.00 kg/cm ²
presion admisible	q ult.=	1.04 kg/cm ²
Profundidad de desplante	Df=h1=	1.50 m
DATOS DE SITIO		
PESO ESPECIF. CONCRETO	$\gamma_2 =$	2400.00 Kg/cm ³
sobrecarga	q=	25000.00 Kg/m ²
concreto F'c=		210 kg/cm ²
Acero Fy=		4200 kg/cm ²

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona de Pantalla de Muro c>30CM	0.10 ASUMIMOS	0.25
Base de pantalla de Muro b= 0.1H a 0.12 H=	0.23 Asumimos	0.25
Espesor de zapata h= 0.1H =	0.23 asuminos	0.50
Base de Muro B=0.4 H a 0.7H=	1.265 asuminos	1.00
Pie de Muro P=B/3 =	0.25 asuminos	0.50
Talon de muro T=B-b-t=	0.25 asuminos	0.50
Ho= H- h=		1.80 m
Largo de sobre carga (Ls)=		0.75 m
Altura de dentellon (Hd=0.1H)=		0.23 m, asuminos=
Ancho de dentellon Bd=(H*0.1)=		0.23 m, asuminos=



MOMENTOS ESTABILIZANTES

Peso:		
W1=(B)(h) ² /2	Peso de concreto en rectangulo	
W2=1/2(b-c)(Ho) ² /2	Peso de concreto en triangulo	
W3=(c)(Ho) ² /2	Peso de concreto en rectangulo	
W4=(c)(Ho) ² /2	Peso de concreto en rectangulo	

Brazo x		Brazo x	
1=	B/2	1=	h/2
2=	p + 2/3(b-c)	2=	h+1/3Ho
3=	p + (b-c)+1/2c	3=	h + 1/2Ho
4=	p + 1/2Bd	4=	p + 1/2Bd
5=	p + c + (b-c) + 1/2(t)	5=	p + c + (b-c) + 1/2(t)

FIGURA	ELEMENTO	ANCHO	ALTO	Peso Esp. concreto	Peso (Wpp)	Brazo x	Momento x (Mx)	Brazo y	Momento Y (My)
		m	m	kg/m ³	Kg/m ³	m	Kg-m/m	m	Kg-m/m
1	1	1.00	0.50	2400.00	1200.00	0.50	600	0.25	300
2	0.5	0.00	1.80	2400.00	0.00	0.50	0	1.10	0
3	1	0.25	1.80	2400.00	1080.00	0.63	680.4	1.40	1512
4	1	0.25	0.25	2400.00	150.00	0.63	94.5	-0.13	-19.5
				ΣWpp=	2430.00	ΣMx=	1374.9	ΣMy=	1792.5

Centro de gravedad

$$X_{cg} = \frac{\sum Mx}{\sum Wpp} = \frac{1374.9}{2430.00} \text{ Kg - m/m} = 0.57 \text{ m}$$

Centro de gravedad

$$Y_{cg} = \frac{\sum My}{\sum Wpp} = \frac{1792.50}{2430.00} \text{ Kg - m/m} = 0.74 \text{ m}$$

CASO 1 - PESO PROPIO Y SOBRECARGA

POR PESO PROPIO	
Peso Propio del Muro (Wpp)=	2430.00 kg
Brazo de palanca (Bs)=ΣMx/ΣWpp=	0.57 m
Momento por Peso propio= Mpp=Wpp x Bpp=	1385.1 Kg-m

POR LA SOBRECARGA	
Altura de sobre carga	
Hsc = q / γr	15.34 asuminos
	0.60 m

Peso de Sobrecarga	q = γr + Hsc
q=	978 K/m ³

Peso total de sobrecarga (Wsc)=q'Lsc.	
Largo de sobre carga= Largo del talon(t) + la corona(c)	
Lsc=	0.75 m
Wsc= q x Lsc	
Wsc=	733.5 Kg- m

Brazo de palanca (Bsc)= Lsc/2+P+ (b-c)= 0.88 m
 Momento de Sobrecarga (Msc) = Wsc * Bsc = 645.48 Kg-m

POR DEL RELLENO POR ENCIMA DEL TALON

Volumen del Relleno Vr= Ho*1*1m= 0.9 m3
 Peso total del Relleno (Wr)= $\gamma_r \cdot V_r$
 Wr= 1467.00 Kg

Brazo de palanca (Br)= P+b+ t/2= 1.00 m
 Momento del Relleno sobre el talon (Mr) = Wr * Br 1467.00 Kg-m

MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTE DEL MURO (Me)

Me=Mpp+Msc+Mr= 3497.58 Kg - m

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea)

1.- EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$

$K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.305$

ka= 0.305

Por el Empuje Activo (Ea)

Ea = 1/2 $\gamma_r \times H^2 \times K_a = 1/2 \times 1900 \times (6)^2 \times (0.283)$
 Ea= 1314.96 Kg
 Brazo de palanca (Bea)= H/3= 0.77 m
 Momento Por el Empuje Activo (Mea) = Ea * Bea = 1012.52 Kg-m

POR LA SOBRECARGA

Peso por sobrecarga
 $q = \gamma_r \times H_{sc} = 1900 \times 0.60$
 q = 978 Kg/m

Empuje por sobrecarga (Esc)=
 Esc=q*H*Ka= 1140 * 7.50 * 0.283
 Esc= 686.067 kg

Brazo de palanca por sobrecarga
 Bes=H/2 1.15 m
 Momento Por el Empuje de sobrecarga (Mesc) =Wsc * Besc
 (Mesc) =Es * Bsc 788.98

MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO (Ms)

Mas= Mea +Mesc= 1801.50 Kg - m

EMPUJE TOTAL DEL SUELO

ET=Ea+Esc 2001.03 Kg

CALCULO DEL EMPUJE PASIVO PRODUCIDO POR EL DENTELLON

Kp= Se determino con el angulo de frccion interna del suelo de fundacion

$K_p = \frac{1 + \text{seno } \Phi}{1 - \text{seno } \Phi} = \frac{1 + \text{seno } 32^\circ}{1 - \text{seno } 32^\circ}$

$K_p = \text{Tan}^2(45^\circ + \phi/2) = 3.282$

Presion Pasiva superior en el dentellon σ_{ps} : Calculada en la cota de fundacion en la base(Df)

$\sigma_{ps} = (\gamma \cdot 1 \cdot Df) \cdot K_p = 8024.49 \text{ Kg/m}^2$

Presion Pasiva inferior en el dentellon σ_{pi} : Calculada en la cota de fondo del dentellon

$\sigma_{pi} = (\gamma \cdot 1 \cdot (Df + Hd)) \cdot K_p = 9361.91 \text{ Kg/m}^2$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellon E_p : Calculado con la altura del dentellon (Hd)

$E_p = (\sigma_{ps} + \sigma_{pi}) / 2 \cdot Hd = 2173.30 \text{ Kg}$

RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES (Rv): Son todas las fuerzas que estabilizan al muro

$R_v = W_{pp} + W_{sc} + W_r = 4630.50 \text{ Kg}$

Fuerza de roce Fr: Los empujes actuan en forma perpendicular a la cara interna del muro ambos empujes son

horizontales, la componete vertical del muro es nula Eav=0, Eh=Et

El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantia que permanezca el relleno sobre la puntera Ep= 0,

la fuerza de friccion se determino en funcion del angulo de friccion interna y

de la cohesion del suelo de fundacion.

$\delta = \text{Angulo de friccion suelo-muro} = (2/3 \phi) = 21.47$

$\mu = \text{tang } \delta = (2/3 \phi) = \text{TAN}(2/3 \cdot 32^\circ)$

$\mu = 0.391$

$c' = 0.5c = 0 \text{ Kg/cm}^2$

Eav = 0

Eh=ET=Ea+Esc 2001.03 Kg

Ep= 2173.30 Kg

Fuerza de roce

$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p$

$F_r = \mu \times R_v + c' \times B + E_p = 3983.83 \text{ Kg}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Fs desliz=	$\frac{\text{Fuerza de roce (Fr)}}{\text{Empuje horizontal (Eh)}}$	>1.5
------------	--	------

Fs desliz=	$\frac{3983.83 \text{ Kg}}{2001.03 \text{ Kg}}$	>1.5
------------	---	------

Fs desliz=	1.99	>1.5	OK
------------	------	------	----

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

Fs volc.=	$\frac{M \text{ estabilizante (Me)}}{M \text{ Actuante del suelo (Mas)}}$	> 2
-----------	---	-----

Fs volc.=	$\frac{3497.58 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{1801.50 \text{ Kgm}}$	> 2
-----------	---	-----

Fs volc. =	1.94	> 2
-------------------	-------------	---------------

OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo Admisible de suelo σ_{adm} . = La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual a 3 (Fscap. Portante >3)

$\sigma_{adm} = \text{qult}/F_s \text{ cap. Portante} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : Medido desde el punto O.

Me=	3497.58 Kg · m
Mas=	1801.50 Kg · m
Rv=	4630.50 Kg

$$X_r = (Me - Mas) / R_v$$

Xr =	0.37	m
-------------	-------------	----------

Excentricidad de la fuerza resultante (e_x): Medida desde el centro de la Base

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6)

Base (B)=	1.00 m
(B/6)	0.17 m
$X_r =$	0.37

$$e_x \leq B/6$$

$$e_x = B/2 - X_r = 0.13 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Presion de contacto Suelo de fundacion - Muro:

$\sigma_{max}, \sigma_{min}$.

$$\sigma_{max} = (R_v/B)(1+6 \cdot e_x/B)$$

$$\sigma_{max} = 7485.67 \text{ Kg/m}^2 \quad 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_{max} =$	0.75 Kg/cm²	\leq	σ_{adm}.
------------------------------------	-------------------------------	--------------------------	-----------------------------------

OK

$$\sigma_{min} = (R_v/B)(1-6 \cdot e_x/B)$$

$$\sigma_{min} = 1775.33 \text{ K/m}^2 \quad 0.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_{min} =$	0.18 Kg/cm²	\leq	σ_{adm}.
------------------------------------	-------------------------------	--------------------------	-----------------------------------

OK

CONDICION:

$\sigma_{max} =$	\leq	σ_{adm}.
------------------------------------	--------------------------	-----------------------------------

El predimensionamiento propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento,

Deslizamiento y con las presiones admisibles de contacto en el caso de carga 1:

Empuje de tierra + sobrecarga Vehicular, quedando teorícamente toda la base del muro en compresion, de tal manera que a distribucion de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talon del muro.

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA +SISMO**Datos Generales :**

H= 2.30 m

Datos del Relleno

$\gamma_r =$ 1630.00 Kg/m³

$\phi =$ 32 Grados

c= 0.00 Kg/cm²

Datos del Suelo de Fundacion

$\gamma_1 =$ 1630.00 Kg/m³

$\phi =$ 32.20 Grados

c= 0.00 Kg/cm²

qu= 1.04 Kg/cm²

Prof. De Desp. Df= 1.50 m

Datos del Sitio

Zona Sismica 3

Sobrecarga Vehicular Sc= 0.60 m

Peso Esp. Concreto $\gamma_2 =$ 2400.00 Kg/m³

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" 0.25 m

Pantalla "b"= 0.25 m

Espesor de Zapata "h"= 0.50 m

Base de Muro "B"= 1.00 m

Pie "P" 0.50 m

Talon "T" 0.50 m

Altura de pantalla "Ho"= 1.80 m

Largo de sobre carga (Ls)= 0.75 m

Altura de dentellon "Hd" 0.25 m

Base de dentellon "Bd"= 0.25 m

Profundidad de desplante= Df=h₁= 1.50 m

Efecto Sismico=2/3H 1.53 m

figura	elemento	ancho	alto	peso esp. concreto	peso (Wpp)	brazo x	Momento x (Mx)	brazo y	Momento Y (My)
		m	m	kg/m3	Kg/m3	m	Kg-m/m	m	Kg-m/m
1	1	1.00	0.50	2400.00	1200.00	0.50	600	0.25	300
2	0.5	0.00	1.80	2400.00	0.00	0.50	0	1.10	0
3	1	0.25	1.80	2400.00	1080.00	0.63	680.4	1.40	1512
4	1	0.25	0.25	2400.00	150.00	0.63	94.5	-0.13	-19.5
				ΣWpp=	2430.00	ΣMx=	1374.9	ΣMy=	1792.5

POR PESO PROPIO

Peso Propio del Muro (Wpp)= **2430.00 kg**
 Brazo de palanca (Bs)=ΣMx/ΣWpp= 0.57 m
 Momento por Peso propio= Mpp=Wpp x Bpp= 1385.1 Kg-m

POR RELLENO ENCIMA DEL TALON

Volumen del Relleno Vr= Ho*T*1m= 0.90 m3
 Peso total del Relleno (Wr)= γr* Vr
Wr= 1467.00 Kg
 Brazo de palanca (Br)= P+b+ T/2= 1.00 m
 Momento del Relleno sobre el talon (Mr) = Wr * Br 1467.00 Kg-m

MOMENTO RESITENTE O ESTABILIZANTE DEL MURO (Me)

Me=Mpp+Mr= 2852.10 Kg - m

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea)

1.- EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

$$k_a = 0.307$$

Por el Empuje Activo (Ea)

Ea = 1/2γr x H² x Ka= 1/2*1900*(7.50)² *(0.283)
Ea= 1323.58 Kg
 Brazo de palanca (Bea)= H/3= 0.77 m
Momento Por el Empuje Activo (Mea) = Ea * Bea 1019.16 Kg-m

POR EFECTO DEL SISMO

El muro se construira en una zona de peligro sismico elevado, la aceleracion del suelo Ao es correspondiente a la zonificacion sismica

Zona Sismica = 3

Ao= 0.4 (según TABLA ZONA SISMICA)

Coefficiente sismico horizontal (Csh)= 0.5 Ao= 0.5 *0.4= 0.20

Coefficiente sismico Vertical (Csv)= 0.7 Csh= 0.7 *0.2= 0.14

$$\theta = \arctan \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} = \frac{0.2}{1 - 0.14} = 0.23255814$$

$$\theta = \arctan \frac{0.23255814}{13.09186245}$$

$$\theta = 13.09^\circ$$

Fuerza sismica del Peso Propio: Ubicada en el Centro de gravedad del muro

$$F_{spp} = C_{sh} * W_{pp} = 0.20 * 2430 = 486 \text{ Kg}$$

Brazo de Palanca sismica= Bspp = ΣMx/ΣWpp

Bspp= ΣMx/ΣWpp= 0.57 m

Momento sismico por Peso propio= Mspp= Fspp x Bspp=

$$Mspp = 486 * 0.57 = 277.02 \text{ Kg - m}$$

Mspp= 277.02 Kg - m

Coefficiente de presion dinamica activa Kas: Determinado con la ecuacion Mononobe -Okabe para β < φ - θ..... [0° < (34° - 13°09') = 20,51°]

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos}\theta \cdot \text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

donde:

δ = Angulo de friccion relleno - muro = 2/3(φ)= 22.67

ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.=90

β = Angulo del relleno con la horizontal.=0

Sustituyendo: φ = 34°, ψ = 90°, β = 0°, θ = 13.09°, δ = 22.66°

$$K_{as} = 0.402$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = 0.5 * (C382) \text{Kg/m}^3 * (C380) \text{m}^2 * (C493 - C445) * (1 - F460)$$

$$\Delta DE_a = 352.24 \text{ Kg/m}$$

Brazo por Empuje sismico= Bsis=2/3H=2/3*(c380) 1.53 m
 Momento por Empuje Sismico
Msis. = ΔDEa x Bsis = 538.9272 Kg-m

INCREMENTO DINAMICO CALCULADO

$\Delta DE = \frac{\Delta DEa}{Ea}$

$\Delta DE = 26.61 \%$
 El incremento dinamico calculado es aproximadamente el 36.16% mas del Empuje activo

Empuje dinamico Total ETA =(Ea+Δ) :Esta conformado por el empuje de tierra,el incremento dinamico del empuje activo,y la fuerza sismica inercial del peso propio:
 $ETA = Ea + \Delta DEa + F spp = D449 + C505 + D468$

ETA = (Ea+Δ) = 2161.8 Kg

Resultante de las Fuerzas Verticales Rv:Las Fueras que lo componenen son el peso propio y el peso del relleno
 $Rv = Wpp + Wr = 3897.00 Kg$

MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO (Mas)

Momento de Volcamiento (Mas):Las fuerzas que intentan Volcar el muro son el Empuje activo, Incremento dinamico del empuje activo, y la fuerza sismico inercial del peso propio

Mas = Mea + Msis + Mspp = E451 + D509 + C473
Mas = 1835.11 Kg

Calculo del empuje pasivo producido por el dentellon:
 Coeficiente del Empuje pasivo (Kp): Se determino con el engulo de friccion interna del suelo de fundacion

$$Kp = \frac{1 + \text{seno } \Phi}{1 - \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 32^\circ}{1 + \text{seno } 32^\circ}$$

$Kp = \text{Tan}^2(45^\circ + \phi/2) = 3.28$

Presion Pasiva superior en el dentellon σps : Calculada en la cota de fundacion en la base(Df)
 $\sigma ps = (\gamma_1 \cdot Df) \cdot Kp = 8019.60 \text{ Kg/m}^2$

Presion Pasiva inferior en el dentellon σpi : Calculada en la cota de fondo del dentellon
 $\sigma pi = (\gamma_1 \cdot (Df + Hd)) \cdot Kp = 9356.20 \text{ Kg/m}^2$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellon E_p : Calculado con la altura del dentellon (Hd)
 $E_p = (\sigma ps + \sigma pi) / 2 \cdot Hd = 2171.98 \text{ Kg}$

Fuerza de roce Fr:Los empujes actuan en forma perpendicular a la cara interna del muro ambos empujes son horizontales, la componete vertical del muro es nula $E_{av} = 0, E_h = ET$
 En este caso el empuje pasivo E_p . es tomado en cuenta

$\delta = \text{Angulo de friccion suelo-muro} = (2/3 \phi) = 21.33$
 $\mu = \text{tang } \delta = (2/3 \phi) = \text{TAN}(2/3 \cdot 32^\circ)$
 $\mu = 0.390$

$c' = 0.5c = 0.125 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_{av} = 0$
 $E_h = ET = E_a + \Delta = 2161.80 \text{ Kg}$
 $E_p = 2171.98 \text{ Kg}$

Fuerza de roce
 $Fr = \mu (Rv + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot Rv + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot Rv + c' \cdot B + E_p$
 $Fr = C556 \cdot C525 + E558 \cdot D400 + C561 = 4941.81 \text{ Kg}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$Fs \text{ desliz} = \frac{\text{Fuerza de roce (Fr)}}{\text{Empuje horizontal (Eh)}}$	> 1.4
--	-------

$Fs \text{ desliz} = \frac{4941.81 \text{ Kg}}{2161.80 \text{ Kg}}$	> 1.4
---	-------

Fs desliz = 2.29 > 1.4 OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$Fs \text{ volc.} = \frac{M \text{ estabilizante (Mea)}}{M \text{ Actuante del suelo (Mas)}}$	> 1.4
---	-------

$Fs \text{ volc.} = \frac{2852.10 \text{ Kg-m}}{1835.11 \text{ Kg-m}}$	> 1.4
--	-------

Fs volc. = 1.55 > 1.4 OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo Admisible de suelo σadm . = La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual a 2 (Fscap. Portante > 2)
 (Fscap. Portante ≥ 2)

$\sigma adm = \text{qult.} / F_s \text{ cap. Portante} = \frac{4.5}{2} \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma adm = 2.25 \text{ Kg/cm}^2$

Punto de aplicación de la furza resultante X_r : Medido desde el punto O.
 $Me = \text{Momento estabilizante} = 2852.10 \text{ Kg-m}$
 $Mas = \text{Momento Actuante del suelo} = 1835.11 \text{ Kg-m}$
 $Rv = \text{Resultante de fuerzas verticales} = 3897.00 \text{ Kg}$

$X_r = (Me - Mas) / Rv$

$X_r = 0.26 \text{ m}$
--

Excentricidad de la fuerza resultante (ex): Medida desde el centro de la Base

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6)

Base (B)= 1.00 m
(B/6) 0.17 m
Xr = 0.26

$$ex \leq B/6$$

$$ex = B/2 - Xr = 0.24 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Presion de contacto Suelo de fundacion - Muro $\sigma_{max}, \sigma_{min}$.

$$\sigma_{max} = (Rv/B)(1+6 \cdot ex/B) =$$

$$\sigma_{max} = 9508.68 \text{ K/m}^2 \quad 0.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 0.95 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm.} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{min} = (Rv/B)(1-6 \cdot ex/B) =$$

$$\sigma_{min} = -1714.68 \text{ K/m}^2 \quad -0.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = -0.17 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm.} \quad \text{OK}$$

CONDICION:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm.}$$

El predimensionamiento propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, Deslizamiento y con las presiones admisibles de contacto en el caso de carga 2:

Empuje de tierra + sismo, quedando teoricamente toda la base del muro en compresion, de tal manera que a distribucion de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talon del muro.

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA +SISMO DISEÑO DE LA PANTALLA

con estos datos se calcula todo

Datos Generales :

H= 2.30 m

Datos del Relleno

$\gamma_r = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 32 \text{ Grados}$

$c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

Datos del Suelo de Fundacion

$\gamma_1 = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 32.20 \text{ Grados}$

$c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$q_u = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$

Prof. De Desp. Df= 1.50 m

Datos del Sitio

Zona Sismica 3

Sobrecarga Vehicular Sc= 0.60 m

Peso Esp. Concreto $\gamma_2 = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" 0.25 m

Pantalla "b"= 0.25 m

Espesor de Zapata "h"= 0.50 m

Base de Muro "B"= 1.00 m

Pie "P" 0.50 m

Talon "T" 0.50 m

Altura de pantalla "Ho"= 1.80 m

Altura de dentellon "Hd" 0.25 m

Base de dentellon "Bd"= 0.25 m

Profundidad de desplante= Df=h1= 1.50 m

Efecto Sismico=2/3H 1.53 m

figura	elemento	ancho	alto	peso esp. concreto	peso propio (Wpp)	brazo x	Momento x (Mx)	brazo y	Momento Y (My)
		m	m	kg/m3	Kg/m3	m	Kg-m/m	m	Kg-m/m
1	1	1.00	0.50	2400.00	1200.00	0.50	600	0.25	300
2	0.5	0.00	1.80	2400.00	0.00	0.50	0	1.10	0
3	1	0.25	1.80	2400.00	1080.00	0.63	680.4	1.40	1512
4	1	0.25	0.25	2400.00	150.00	0.63	94.5	-0.13	-19.5
					$\Sigma W_{pp} = 2430.00$		$\Sigma M_x = 1374.9$		$\Sigma M_y = 1792.5$

Centro de gravedad

$$X_{cg} = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma W_{pp}} = \frac{1374.9}{2430.00} \text{ Kg - m/m} = 0.57 \text{ m}$$

Centro de gravedad

$$Y_{cg} = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma W_{pp}} = \frac{1792.50}{2430.00} \text{ Kg - m/m} = 0.74 \text{ m}$$

POR PESO PROPIO

Peso Propio del Muro (Wpp)= 2430.00 kg

Brazo de palanca (Bs)= $\Sigma M_x / \Sigma W_{pp}$ = 0.57 m

Momento por Peso propio= $M_{pp} = W_{pp} \times B_{pp}$ = 1385.1 Kg-m

POR RELLENO ENCIMA DEL TALON

Volumen del Relleno $V_r = H_o \cdot T \cdot 1 \text{ m} = 0.90 \text{ m}^3$

Peso total del Relleno (Wr)= $\gamma_r \cdot V_r$

Wr= 1467.00 Kg

Brazo de palanca (Br)= $P + b + T/2 = 1.00 \text{ m}$

Momento del Relleno sobre el talon (Mr) = $W_r \cdot B_r = 1467.00 \text{ Kg-m}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea)

1.- EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

ka= 0.307

Por el Empuje Activo (Ea)

$$E_a = 1/2 \gamma \times H^2 \times K_a = 1/2 \times 1900 \times (3.50)^2 \times (0.283)$$

Ea= 1323.58 Kg

Brazo de palanca (Bea)= H/3= 0.77 m

Momento Por el Empuje Activo (Mea) = Ea * Bea 1019.16 Kg-m

POR EFECTO DEL SISMO

El muro se construira en una zona de peligro sismico elevado, la aceleracion del suelo Ao es correspondiente a la zonificacion sismica

Zona Sismica = 3

Ao= 0.4 (según TABLA ZONA SISMICA)

Coefficiente sismico horizontal (Csh)= 0.5 Ao= 0.5 * 0.4= 0.20

Coefficiente sismico Vertical (Csv)= 0.7 Csh= 0.7 * 0.2= 0.14

$$\theta = \arctan \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} = \frac{0.2}{1 - 0.14} = 0.23255814$$

$$\theta = \arctan 0.23255814$$

$$\theta = 13.09186245$$

θ = 13.09°

Fuerza sismica del Peso Propio: Ubicada en el Centro de gravedad del muro

Fsp= Csh * Wpp= 486 Kg/m

Brazo de Palanca sismica= Bsp= ΣMxΣWpp

Bsp= ΣMxΣWpp= 0.57 m

Momento sismico por Peso propio= Msp= Fsp x Bsp=

Msp= 277.02 Kg - m

Coefficiente de presion dinamica activa Kas: Determinado con la ecuacion Mononobe -Okabe para β < φ - θ..... [0° < (34° - 13°09') = 20,51°]

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

donde:

δ = Angulo de friccion relleno - muro = 2/3(φ)= 22.67

ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.= 90

β = Angulo del relleno con la horizontal.= 0

Sustituyendo: φ = 34° , ψ = 90° , β = 0° , θ = 13.09° , δ = 22.66°

Kas= 0.402

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

ΔDEa= 0.5 * ((C382)Kg/m² (C380 m)²) * (C493 - C445) * (1. - F460)

ΔDEa= 1190.98 Kg/m

Brazo por Empuje sismico= Bsis= 2/3H= 1.53 m (línea de accion de ΔDEa)

Momento por Empuje Sismico

Msis. = ΔDEa x Bsis = 1822.20 Kg-m

Fuerza sismica del peso propio de la pantalla Fsp

Triangulo

Fsp= Corona/Ho x (γz)/2 * Csh*(Ho)²

Fsp= 108 Kg

Brazo de fuerza sismica triangulo= Bsis= Ho/3= 0.60 m

Rectangulo

Fsp= Corona x (γz) * Csh*(Ho)

Fsp= 216 Kg

Brazo de fuerza sismica rect.= Bsis= Ho/2= 0.90 m

Empuje dinamico Total ETΔ = (Ea+Δ) :Esta conformado por el empuje de tierra, el incremento dinamico del empuje activo, y la fuerza sismica inercial del peso propio:

ETΔ = Ea + ΔDEa + Fsp=

ETΔ = (Ea+Δ)= 2838.6 Kg

Momento total Ma+Δ= Ea*Bea+ΔDEa x Bsis+Fpp triang x Btrian+ Fssp rect. X Brect.

Ma+Δ = 3100.6 Kg

FACTOR DE MAYORACION DE CARGAS DINAMICAS - ESTATICAS

El factor e myoracion para empuje de tierras estaticas y sobrecargas vivas indicados por el codigo ACI es de 1.6 para los empujes dinamicos sismicos el factor de mayoracion indicado es 1.0

En el caso de craga 2.(Empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoracion ponderado por tratarse de una combinacion de cragas estaticas y dinamicas, determinado de la siguiente manera:

Caso 2

Empuje estatico activo: Ea = 1/2 γr x H² x Ka

φ = 32.00 grados

γr = 2001.03 Kg/cm³

H = 2.30 m

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

$$E_a = 0.5 \cdot (1900) \cdot (7.5)^2 \cdot 0.283$$

$$E_a = 0.5 \cdot (c787) \cdot (c788)^2 \cdot (c786)$$

$$E_a = 1624.87 \text{ Kg}$$

Incremento dinamico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$K_{as} = 0.402$$

$$C_{sh} = 0.200$$

$$C_{sv} = 0.14$$

$$W_{pp} = 2430.00 \text{ Kg}$$

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = 0.5 \cdot (1900 \text{ Kg/m}^3) \cdot (3.5 \text{ m})^2 \cdot (0.402 - 0.283) \cdot (1 - 0.14)$$

$$\Delta DE_a = 432.42 \text{ Kg}$$

Fuerza sismica del peso propio F_{spp} ubicado en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = C_{sh} \cdot W_{pp} = 486.00 \text{ Kg.}$$

Empuje Total

$$E_a + \Delta = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 2543.29 \text{ Kg.}$$

Factor de mayoracion de carga ponderado para el caso sismico

$$F_{cu} = [1.6 \cdot E_a + 1 \cdot \Delta DE_a + 1 \cdot F_{spp}] / E_a + \Delta$$

$$F_{cu} = \frac{3518.212}{2543.29}$$

$$F_{cu} = 1.38$$

Es conveniente determinar este factor de mayoracion de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1.6 sobre estima la solicitaciones ultimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura mas costosa.

Corte Ultimo V_u en la seccion "y" para el caso 2

$$V_u = F_u \cdot (E_a + \Delta)$$

$$V_u = 3917.268 \text{ kg}$$

Momento Ultimo M_u en la seccion "y" para el caso 2

$$M_u = F_u \cdot M_a + \Delta$$

$$M_u = 4278.828$$

CALCULO DEL REFUERZO DE ACERO PARA EL MURO

Refuerzo cara Interior

$$\phi = 0.9$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$e = h = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.075 \text{ m}$$

$$d = 0.43 \text{ m}$$

$$M_u = 4.28 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$M_u = 19.02 \text{ } \phi b d^2$$

$$\rho = 0.0006$$

$$\text{As requer.} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min.} = 14.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As proyect.} = 2/3 \text{ As min.} = 9.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla seleccionada: N#4 $As = 1.29 \text{ cm}^2$

Refuerzo vertical en el muro: 8 Varillas/m

Usar varillas	N#4	espaciadas	12.50 cms
		asumimos	15.00 cm

$$\text{Usar As} = 1/2 \text{ c/15cm} \quad \text{As} = 8.60 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo cara opuesta

$$\text{As proyect.} = 1/3 \text{ As min.} = 4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla seleccionada: N#3 $As = 0.71 \text{ cm}^2$

Refuerzo vertical en el muro: 8 Varillas/m

Usar varillas	N#3	espaciadas	12.50 cms
		asumimos	15.00 cm

$$\text{Usar As} = 3/8 \text{ c/15cm} \quad \text{As} = 4.73 \text{ cm}^2/\text{m} > 4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo horizontal por contraccion y temperatura

Cara interior

$$\rho = 0.0018$$

$$\text{As} = 7.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As proyect.} = 2/3 \text{ As min.} = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla seleccionada: N#3 $As = 1.29 \text{ cm}^2$

Refuerzo vertical en el muro: 5 Varillas/m

Usar varillas	N#3	espaciadas	20.00 cms
		asumimos	15.00 cm

$$\text{Usar As} = 1/2 \text{ c/15cm} \quad \text{As} = 8.60 \text{ cm}^2/\text{m} > 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo horizontal por contraccion y temperatura

Cara exterior

$\rho = 0.0018$

As proyect.= $\frac{As}{1/3 \text{ As min.}} = \frac{7.74}{2.58} \text{ cm}^2/\text{m}$

Varilla seleccionada: N°3 As= 0.71 cm²

Refuerzo vertical en el muro: 5 Varillas/m

Usar varillas	N°3	espaciadas	20.00 cms
		asumimos	25.00 cm

Usar As = 3/8 c/25cm As= 2.84 cm²/m > 2.58 cm²/m

DISEÑO GEOTECNICO EN LA BASE DEL MURO (PIE - TALON)

CASO 1: Fuerzas y Brazos con respecto a la seccion critica 1-1

EL PIE: Se comporta como un volado sometido a una presion o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reaccion del suelo y al peso propio que actua hacia abajo predominando en este caso la reaccion del suelo. Los momentos flectores resultantes originan traccion en la fibra inferior.

EL TALON: Predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reaccion del suelo, los momentos flectores resultantes originan traccion en la fibra superior

Datos Generales :

H= 2.30 m

Datos del Relleno

$\gamma_r = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 32.00 \text{ Grados}$
 $c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

Datos del Suelo de Fundacion

$\gamma_1 = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 32.20 \text{ Grados}$
 $c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $q_u = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$
 Prof. De Desp. Df= 1.50 m

Datos del Sitio

Zona Sismica 3
 Sobrecarga Vehicular Sc= 0.6 m
 Peso Esp. Concreto $\gamma_2 = 2400 \text{ Kg/m}^3$

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" 0.25 m
 Pantalla "b"= 0.25 m
 Espesor de Zapata "h"= 0.50 m
 Base de Muro "B"= 1.00 m
 Pie "P" 0.50 m
 Talon "T" 0.50 m
 Altura de pantalla "Ho"= 1.80 m
 Altura de dentellon "Hd" 0.25 m
 Base de dentellon "Bd"= 0.25 m
 Profundidad de desplante= Df=h1= 1.50 m
 Efecto Sismico=2/3H 1.53 m

DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES DE CORTE Y FLEXION MAXIMA EN LA BASE

Caso :1 PIE "P"

PIE = P

Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 1 - 1

POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro (Wpp)

$W_{pp} = P \cdot h \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_2$

$W_{pp1} = 600 \text{ Kg}$

Brazo de palanca Bpp1= P/2= 0.25 m

Momento por peso propio (Mpp)=Wpp x Bpp

$M_{pp} = 150 \text{ k - m}$

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba

$\sigma_{max} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{min} = 0.18 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{1-1} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$RS1 = ((\sigma_{max} + \sigma_{1-1}) / 2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot P(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$

RS1= 1875 Kg

Fuerza cortante resultante en el pie V1 -1 (hacia arriba)

V1-1 = RS1 - Wpp1= 1275.00 Kg

El Digrama de presion Trapezoidal se puede dividir en un triangulo y un rectangulo de altura

Diagrama del Triangulo

$R = 0.50(\sigma_{max} - \sigma_{1-1}) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$
 $R = 0.50(C688-C690 \text{ Kg/cm}^2) \cdot (D664)(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$
 $R = 1875 \text{ Kg}$
 Brazo Bp= 2P/3= 0.33 m
 Momento =RxBp 618.75 kg - m

Diagrama del Rectangulo

$$R = (\sigma_1 - 1) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R = (1.38 \text{ Kg/cm}^2) \cdot 1.60(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R = 0 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = P/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento } = R \cdot B_p = 0 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento en la seccion 1-1: por metro lineal,Horario Positivo

$$M_{1-1} = (\text{Triangulo} \times \text{Braso triangulo}) + R \text{ Rectangulo} \times \text{Brazo rectangulo} - \text{Peso propio} \times \text{Brazo peso propio}$$

$$M_{1-1} = 468.75 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Caso : 1 - TALON = T**Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 2 - 2****POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)****Peso Propio de Muro (Wpp)**

$$W_{pp2} = T \cdot h \cdot 1\text{m} \cdot \gamma_2$$

$$W_{pp2} = 600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de palanca } B_{pp} = T/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento por peso propio (Mpp)} = W_{pp} \times B_{pp}$$

$$M_{pp2} = 150.00 \text{ k} \cdot \text{m}$$

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba

$$\sigma_{\text{max}} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2-2} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{s2} = ((\sigma_{2-2} + \sigma_{\text{min}}) / 2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot T(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R_{s2} = 450.00 \text{ Kg}$$

POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$$\text{Volumen de relleno (Vr)} = H_o \cdot T \cdot 1\text{m} = 0.9 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso Total del Relleno } W_r = \gamma_r \times V_r = 1467 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de palanca } B_r = T/2 = 0.25 \text{ m}$$

Momento por el relleno encima del Talon = Mr

$$M_r = W_r \times B_r = 366.75 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_{sc1} = H_{sc1} \times T \times 1 \times \gamma_r$$

$$W_{sc1} = 489 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Brazo de palanca (Bsc1)} = 1/2T = 0.25$$

$$\text{Momento de Sobrecarga (Msc 1)} = W_{sc1} \cdot B_{sc1}$$

$$M_{sc1} = W_{sc1} \cdot B_{sc1} = 122.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante resultante en el talon V2 - 2 (hacia abajo)

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp2} - W_r - W_{sc} = -2106.00 \text{ Kg}$$

El Diagrama de presion Trapezoidal se puede dividir en un triangulo y un rectangulo de altura

Diagrama del Triangulo

$$R = 0.50(\sigma_{2-2} - \sigma_{\text{min}}) \cdot T(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R \text{ Triang.} = -450 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = T/3 = 0.17 \text{ m}$$

$$\text{Momento } = R \cdot B_p = -76.5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Diagrama del Rectangulo

$$R = (\sigma_{\text{min}}) \cdot T(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R \text{ Rectang.} = 900 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = T/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento } = R \cdot B_p = 225.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento en la seccion 2-2: por metro lineal,Horario Positivo

$$M_{2-2} = W_{pp2} \times B_{pp2} + W_r \times B_r + W_{sc1} \times B_{sc1} - R_{\text{triang}} \times B_{\text{triang}} - R_{\text{rectang}} \times B_{\text{rectang}}$$

$$M_{2-2} = 291.75 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

CASO:2 - PIE Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 1 - 1**POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)****Peso Propio de Muro (Wpp concreto)**

$$W_{pp2} = P \cdot h \cdot 1\text{m} \cdot \gamma_2$$

$$W_{pp2} = 600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo peso propio de palanca(} B_{pp2} = P/2) = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento por peso propio (Mpp1)} = W_{pp1} \times B_{pp1}$$

$$M_{pp1} = 150 \text{ k} \cdot \text{m}$$

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba

$$\sigma_{\text{max}} = 0.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = -0.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1-1} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{s1} = ((\sigma_{\text{max}} + \sigma_{1-1}) / 2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot P(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R_{s1} = 2375 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en el Pie: V1 -1 (hacia arriba)

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp1} = 1775.00 \text{ Kg}$$

El Diagrama de presion Trapezoidal se puede dividir en un triangulo y un rectangulo de altura

Diagrama del Triangulo

$$R \text{ Triangulo} = 0.50(\sigma_{\text{max}} - \sigma_{1-1}) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R \text{ Triangulo} = 2375 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = 2P/3 = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{Momento } = R \cdot B_p = 783.75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Diagrama del Rectangulo**Rectangulo de altura (0.78 kg/cm2)=0.78** **0.82Kg/cm2**R Rectangulo = $(\sigma_{1-1}) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$ **R Rectangulo= 0 Kg**

Brazo Bp= P/2= 0.13 m

Momento =RxBp 0 kg - m

Momento en la seccion 1-1: por metro lineal,Horario Positivo

M1-1= (Rtriangulo x Brazo triangulo) + R Rectangulo x Brazo rectangulo) - Momento peso propio1 x Brazo peso propio 1.

M 1-1= 633.75 kg -m**CASO 2 :TALON = T:Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 2 - 2****POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)****Peso Propio de Muro (Wpp)**Wpp2 = T *h*1m* γ_2 **Wpp2= 600 Kg**

Brazo de palanca Bpp2= T/2= 0.25 m

Momento por peso propio (Mpp2)=Wpp2 x Bpp2

Mpp2 = 150 k - m**REACCION DEL SUELO:** Por metro lineal de muro hacia arriba $\sigma_{\text{max}}= 0.95$ Kg/cm2 $\sigma_{\text{min}}= -0.17$ Kg/cm2 $\sigma_{2-2}= 0.00$ Kg/cm2 $R_{s2} = ((\sigma_{2-2} + \sigma_{\text{min}}) / 2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot T(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$ **Rs2= -425.00 Kg****POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON**

Volumen de relleno (Vr)=Hb*T*1m 0.9 m3

Peso Total del Relleno Wr= $\gamma_r \times Vr= 1467$ Kg

Brazo de palanca Br= T/2= 0.25 m3

Momento por el relleno encima del Talon =Mr

Mr= Wr x Br 366.75 Kg - m**Fuerza cortante resultante en el talon V2 - 2 (hacia abajo)****V 2-2 = Rs2 - Wpp2 - Wr = -2492.00 Kg**

El Digrama de presion es solamente triangular

Diagrama del TrianguloR=0.50(σ_{2-2}) * T(100cm)*1(100cm)**R triangulo= 0 Kg**

Brazo Bp= T/3= 0.17 m

Momento =RxBp 0 kg - m**Momento en la seccion 2-2:** por metro lineal,Horario Positivo

M2-2 = Wpp2 x Bpp2 + Wr x Br - Rtriang x B triang

M 2-2= 516.75 Kg - m

Las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones criticas 1 -1 y 2 - 2 (caso 2) resultaron ser mas grandes para el caso de carga 2 (empuje de tierra + sismo)

V1 -1 = 1775.00 Kg M1 -1 = 633.75 Kg - m

V2 -2 = -2492.00 kg M2 -2 = 516.75 Kg - m

FACTOR DE MAYORACION DE CARGAS DINAMICAS - ESTATICAS

El factor e myoracion para empuje de tierras estaticas y sobrecargas vivas indicados porest codigo ACI es de 1.6

para los empujes dinamicos sismicos el factor de mayoracion indicado es 1.0

En el caso de craga 2.(Empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoracion ponderado por tratarse de una

combinacion de cragas estaticas y dinamicas, determinado de la siguiente manera:

Caso 2

Empuje estatico activo: $\Phi = 32.00$ grados $\gamma_r = 1630.00$ Kg/cm3

H= 2.30 m

 $K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$ $K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \Phi/2) = 0.307$ **ka= 0.307**Ea = 1/2 $\gamma_r \times H^2 \times K_a$ **Ea= 1323.58 Kg**Incremento dinamico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

Kas= 0.402

Csh= 0.200

Csv= 0.14

Wpp= 2430.00 Kg

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

 $\Delta DE_a = 0.5 \cdot (1900 \text{Kg/m}^3) \cdot (3.5 \text{m})^2 \cdot (0.402 - 0.283) \cdot (1 - 0.14)$ **$\Delta DE_a = 352.24$ Kg**

Fuerza sismica del peso propio Fssp:ubicado en el centro de gravedad del muro.

Fssp = Csh x Wpp= 486.00 Kg.

Empuje Total

$$Ea+\Delta = Ea + \Delta DEa + Fsp =$$

$$Ea+\Delta = 2161.82 \text{ Kg.}$$

Factor de mayoracion de carga ponderado para el caso sismico

$$Fcu = [1.6Ea + 1x \Delta DEa + 1xFsp] / Ea + \Delta$$

$$Fcu = \frac{2955.968}{2161.82}$$

$$Fcu = 1.37$$

Es conveniente determinar este factor de mayoracion de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1.6 sobre estima las solicitaciones ultimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura mas costosa.

DISEÑO DE LA ZAPATA POR CORTE

El Maximo corte que actua en la zapata ocurre en la Puntera o Pie (seccion 1 - 1) y resultado del caso de carga 2 (empuje de tierra + sismo), en este caso usaremos el factor de mayoracion de carga ponderado de 1.36 y el factor de minoracion de resistencia por corte : $\phi=0.75$.

$$\text{Corte Maximo} = V_{max} = V_1 - 1$$

$$V_{max} = V_1 - 1 = 1775.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Corte Ultimo Maximo (Vu)} = Fcu \cdot V_{max}$$

$$Vu = 2431.75 \text{ Kg}$$

El recubrimiento inferior minimo de la zapata del muro debe de ser de 7.5cm, cuando el concreto se vierte directamente contra la tierra. Y si el concreto se vierte sobre una capa de concreto pobre, el recubrimiento inferior puede disminuirse a 5cm.

$$d_1 = \text{Recubrimiento inferior} = 7.5 \text{ cm}$$

$$7.5 \text{ cm}$$

$$d_2 = \text{Recubrimiento superior} = 5 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm}$$

$$h=d=e =$$

$$50 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} =$$

$$43 \text{ cm}$$

Corte maximo resistente del concreto

$$Vc = 0.53 \times (\text{RAIZ}(F_c) \times bw \times d)$$

$$Vc = 0.53 \times (\text{RAIZ}(210) \times 100 \times 75) = 33025.85 \text{ Kg}$$

$$Vc = 33025.85 \text{ Kg}$$

$$\frac{Vu}{\phi} = \frac{2431.75}{0.75}$$

$$\frac{Vu}{\phi} = 3242.333333$$

$$Vc = 33025.85 \text{ Kg} > Vu/\phi = 3242.333333 \text{ Kg}$$

El espesor de la zapata de 40cm es adecuada para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Diseño por Flexion de la zapata

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el area minima de refuerzo por tension en la direccion del claro sera la misma requerida por la Norma ACI - 318 - 05, en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexion sea en un sentido solamente, se debe de proporcionar refuerzo normal por flexion para resistir los esfuerzos por contraccion y temperatura.

DATOS PARA EL CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZAPATA

$f'_c =$	210 Kg/cm ²
$b =$	100 cm
Espesor = $h =$	50 cm
Recubrimiento interior =	7.5 cm
Recubrimiento superior =	5 cm
Diametro del acero =	1.27 cm
$d_{inf} =$ Espesor zapata - rec. Inferior - diametro de acero	41.23 cm
$d_{sup} =$ Espesor zapata - rec. Superior - diametro de acero	43.73 cm
$f_y =$	4200 Kg/cm ²

Los maximos momentos que actuan en la zapata resultaron del caso de carga 2 (Empuje + tierra + sismo), para incrementar las cargas usaremos el factor de mayoracion ponderado de 1.36

Momento Ultimo de la Puntera

$$Mu = Fcu \cdot M_{1-1} = 868.2375 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento Ultimo del Talon

$$Mu = Fcu \cdot M_{2-2} = 707.95 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad \text{Empleado para verificar el espesor de la zapata}$$

Se verifica el espesor de la losa por flexion considerando que el muro se encuentra en zona sismica, el maximo momento flector ocurre en el talon del muro, el factor de minoracion de resistencia por flexion es: $\phi=0.90$

$$d \geq \sqrt{\frac{Mu}{0.189 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b}} = \text{Raiz} \frac{70795}{3572.10}$$

$$d \geq \frac{\text{RAIZ}}{19.82} = 4.45 \text{ cm}$$

El espesor de la zapata (e) requerido por flexion (Traccion fibra superior):

$$e = d + \text{recubrimiento superior} = 9.45 \text{ cm}$$

$$e = 9.45 \text{ cm} < h = 50 \text{ cm}$$

El espesor de la Zapata de $h=40\text{cm}$ es adecuado para resistir las solicitaciones de flexion que resultan de los casos de carga considerados.

Acero minimo: de refuerzo por metro lineal de muro cuando se emplea varillas de acero corrugado grado 42: (4200kg/cm²)

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times t.$$

b=
t= espesor total de la losa.

Acero de refuerzo en el Pie :por metro lineal de muro

Acero Principal

ϕ =	0.9	$f'c$ =	210 kg/cm ²
b:	1 m	f_y =	4200 kg/cm ²
e=	0.50 m	W_c =	2.4 Ton/m ³
d'= recubr=.	0.075 m		
d=	0.43	M_u = 5.2	
M_u =	0.87 Tn-m	$\phi b d^2$	

As requer.=	0.54	cm ² /m	ρ = 0.0001
As min.=	7.74	cm ² /m	ρ_{min} = 0.0018

As requer. < As min
Para los calculos se Toma el As. Min.

Varilla seleccionada: N°4 As= 1.99 cm²
Refuerzo principal en el muro: 5 Varillas/m

Usar varillas	N°4	espaciadas	20.00 cms
		asumimos	17.50 cm

Usar As = 5/8" c/175cm As= 11.37 cm²/m > 7.74 cm²/m

Refuerzo horizontal por contraccion y temperatura

Cara interior

	ρ =	0.0018	
	As=	7.74	cm ² /m
As proyect.=	1/2 As min.=	3.87	cm ² /m
Varilla seleccionada:	N°3	As=	1.29 cm ²
Refuerzo vertical en el muro:		4 Varillas/m	

Usar varillas	N°3	espaciadas	25.00 cms
		asumimos	20.00 cm

Usar As = 1/2 c/20 cm As= 6.45 cm²/m > 3.87 cm²/m

Acero de refuerzo en el Talon: por metro lineal de muro

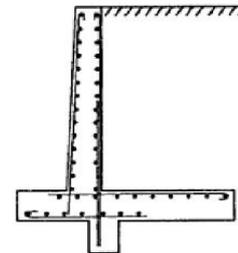
Acero Principal

ϕ =	0.9	$f'c$ =	210 kg/cm ²
b:	1 m	f_y =	4200 kg/cm ²
e=	0.50 m	W_c =	0.0005 Ton/m ³
d'= recubr=.	0.075 m		
d=	0.43	M_u = 4.27	
M_u =	0.71 Tn-m	$\phi b d^2$	

As requer.=	0.44	cm ² /m	ρ = 0.0001
As min.equer.=	7.74	cm ² /m	ρ_{min} = 0.0018

As requer. < As min
Para los calculos se Toma el As. Min.

Varilla seleccionada: N°4 As= 1.99 cm²
Refuerzo principal en el muro: 5 Varillas/m



Usar varillas	N°4	espaciadas	20.00 cms
		asumimos	17.50 cm

Usar As = 1/2 c/17.5cm As= 11.37 cm²/m > 7.74 cm²/m

Refuerzo horizontal por contraccion y temperatura

Cara interior

	ρ =	0.0018	
	As=	7.74	cm ² /m
As proyect.=	1/2 As min.=	3.87	cm ² /m
Varilla seleccionada:	N°3	As=	1.29 cm ²
Refuerzo vertical en el muro:		4 Varillas/m	

Usar varillas	N°3	espaciadas	25.00 cms
		asumimos	20.00 cm

Usar As = 1/2 c/20 cm As= 6.45 cm²/m > 3.87 cm²/m

Anexo 17: Memoria de cálculo de muro de concreto armado tramo 02 (Km 44+850 - Km 44+950)

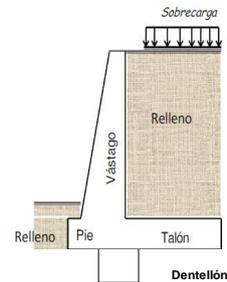
MURO DE CONTENCION h= 2.80m

DATOS

SUELO DE RELLENO		
Peso específico de relleno- conglomerado	$\gamma_r =$	1630.00 kg/m ³
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA relleno conglomerado	$\phi =$	32.20 grados
Cohesion	$c =$	0.00 kg/cm ²
ALTURA DEL muro	$H =$	2.80 m
SUELO DE FUNDACION		
PESO ESPECIF, suelo de fundacion	$\gamma_1 =$	1630.00 Kg/m ³
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA Selo de fundacion	$\phi =$	32.20 grado
Cohesion	$c =$	0.00 kg/cm ²
presion admisible	$q_{ult} =$	1.04 kg/cm ²
Profundidad de desplante	$D_f = h_1 =$	1.50 m
DATOS DE SITIO		
PESO ESPECIF, CONCRETO	$\gamma_2 =$	2400.00 Kg/cm ³
sobrecarga	$q =$	25000.00 Kg/m ²
concreto $F_c =$		210 kg/cm ²
Acero $F_y =$		4200 kg/cm ²

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona de Pantalla de Muro $c > 30\text{CM}$	0.12 ASUMIMOS	0.25
Base de pantalla de Muro $b = 0.1H \text{ a } 0.12 H =$	0.28 Asumimos	0.25
Espesor de zapata $h = 0.1H =$	0.28 asuminos	0.50
Base de Muro $B = 0.4 H \text{ a } 0.7H =$	1.54 asuminos	1.00
Pié de Muro $P = B/3 =$	0.25 asuminos	0.50
Talon de muro $T = B - b - t =$	0.25 asuminos	0.50
$H_o = H - h =$	2.30 m	
Largo de sobre carga (Ls)=	0.75 m	
Altura de dentellon ($H_d = 0.1H =$)	0.28 m, asuminos=	0.25 m
Ancho de dentellon $B_d = (H^*0.1) =$	0.28 m, asuminos=	0.25 m



MOMENTOS ESTABILIZANTES

Peso:	
$W1 = (B)(h)^* \gamma_2$	Peso de concreto en rectangulo
$W2 = 1/2(b-c)(H_o)^* \gamma_2$	Peso de concreto en triangulo
$W3 = (c)(H_o)^* \gamma_2$	Peso de concreto en rectangulo
$W4 = (c)(H_o)^* \gamma_2$	Peso de concreto en rectangulo

Brazo x		Brazo x	
1=	B/2	1=	h/2
2=	$p + 2/3(b-c)$	2=	$h + 1/3H_o$
3=	$p + (b-c) + 1/2c$	3=	$h + 1/2H_o$
4=	$p + 1/2Bd$	4=	$p + 1/2Bd$
5=	$p + c + (b-c) + 1/2(t)$	5=	$p + c + (b-c) + 1/2(t)$

FIGURA	ELEMENTO	ANCHO	ALTO	Peso Esp. concreto	Peso (Wpp)	Brazo x	Momento x (Mx)	Brazo y	Momento Y (My)
		m	m	kg/m ³	Kg/m ³	m	Kg-m/m	m	Kg-m/m
1	1	1.00	0.50	2400.00	1200.00	0.50	600	0.25	300
2	0.5	0.00	2.30	2400.00	0.00	0.50	0	1.27	0
3	1	0.25	2.30	2400.00	1380.00	0.63	869.4	1.65	2277
4	1	0.25	0.25	2400.00	150.00	0.63	94.5	-0.13	-19.5
				$\Sigma W_{pp} =$	2730.00	$\Sigma M_x =$	1563.9	$\Sigma M_y =$	2557.5

Centro de gravedad	
$X_{cg} = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma W_{pp}} = \frac{1563.9}{2730.00}$	Kg - m/m
$X_{cg} =$	0.57 m

Centro de gravedad	
$Y_{cg} = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma W_{pp}} = \frac{2557.50}{2730.00}$	Kg - m/m
$Y_{cg} =$	0.94 m

CASO 1 - PESO PROPIO Y SOBRECARGA

POR PESO PROPIO	
Peso Propio del Muro (W_{pp})=	2730.00 kg
Brazo de palanca (Bs)= $\Sigma M_x / \Sigma W_{pp}$	0.57 m
Momento por Peso propio= $M_{pp} = W_{pp} \times B_{pp}$	1556.1 Kg-m

POR LA SOBRECARGA

Altura de sobre carga	
$H_{sc} = q / \gamma_r = 15.34$	asuminos
	0.60 m
Peso de Sobrecarga $q = \gamma_r * H_{sc}$	
$q =$	978 K/m ³

Peso total de sobrecarga ($W_{sc} = q * L_{sc}$)	
Largo de sobre carga= Largo del talon(t) + la corona(c)	
$L_{sc} =$	0.75 m
$W_{sc} = q \times L_{sc}$	
$W_{sc} =$	733.5 Kg- m

Brazo de palanca (Bsc) = $Lsc/2 + P + (b-c) = 0.88 \text{ m}$
 Momento de Sobrecarga (Msc) = $Wsc \cdot Bsc = 645.48 \text{ Kg-m}$

POR DEL RELLENO POR ENCIMA DEL TALON

Volumen del Relleno $Vr = Ho \cdot t \cdot m = 1.15 \text{ m}^3$
 Peso total del Relleno (Wr) = $\gamma_r \cdot Vr$
Wr = 1874.50 Kg

Brazo de palanca (Br) = $P + b + t/2 = 1.00 \text{ m}$
 Momento del Relleno sobre el talon (Mr) = $Wr \cdot Br = 1874.50 \text{ Kg-m}$

MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTE DEL MURO (Me)

$Me = Mpp + Msc + Mr = 4076.08 \text{ Kg - m}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea)

1.- EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$Ka = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$

$Ka = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.305$

ka = 0.305

Por el Empuje Activo (Ea)

$Ea = 1/2 \gamma_r \cdot H^2 \cdot Ka = 1/2 \cdot 1900 \cdot (6)^2 \cdot (0.283)$
Ea = 1948.83 Kg
 Brazo de palanca (Bea) = $H/3 = 0.93 \text{ m}$
 Momento Por el Empuje Activo (Mea) = $Ea \cdot Bea = 1812.41 \text{ Kg-m}$

POR LA SOBRECARGA

Peso por sobrecarga

$q = \gamma_r \cdot Hsc = 1900 \cdot 0.60$
q = 978 Kg/m

Empuje por sobrecarga (Esc)

$Esc = q \cdot H \cdot Ka = 1140 \cdot 7.50 \cdot 0.283$
Esc = 835.212 kg

Brazo de palanca por sobrecarga

$Bes = H/2 = 1.4 \text{ m}$
 Momento Por el Empuje de sobrecarga (Mesc) = $Wsc \cdot Besc$
(Mesc) = $Es \cdot Bsc = 1169.30$

MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO (Ms)

$Ms = Mea + Mesc = 2981.71 \text{ Kg - m}$

EMPUJE TOTAL DEL SUELO

$ET = Ea + Esc = 2784.04 \text{ Kg}$

CALCULO DEL EMPUJE PASIVO PRODUCIDO POR EL DENTELLON

Kp = Se determino con el angulo de frccion interna del suelo de fundacion

$Ka = \frac{1 + \text{seno } \Phi}{1 - \text{seno } \Phi} = \frac{1 + \text{seno } 32^\circ}{1 - \text{seno } 32^\circ}$

$Kp = \text{Tan}^2(45^\circ + \phi/2) = 3.282$

Presion Pasiva superior en el dentellon O_{ps} : Calculada en la cota de fundacion en la base (Df)

$O_{ps} = (\gamma_1 \cdot Df) \cdot Kp = 8024.49 \text{ Kg/m}^2$

Presion Pasiva inferior en el dentellon O_{pi} : Calculada en la cota de fondo del dentellon

$O_{pi} = (\gamma_1 \cdot (Df + Hd)) \cdot Kp = 9361.91 \text{ Kg/m}^2$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellon E_p : Calculado con la altura del dentellon (Hd)

$E_p = (O_{ps} + O_{pi}) / 2 \cdot Hd = 2173.30 \text{ Kg}$

RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES (Rv): Son todas las fuerzas que estabilizan al muro

$Rv = Wpp + Wsc + Wr = 5338.00 \text{ Kg}$

Fuerza de roce Fr: Los empujes actuan en forma perpendicular a la cara interna del muro ambos empujes son horizontales, la componete vertical del muro es nula $E_{av} = 0, E_h = E_t$

El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantia que permanezca el relleno sobre la puntera $E_p = 0$, la fuerza de friccion se determino en funcion del angulo de friccion interna y de la cohesion del suelo de fundacion.

$\delta = \text{Angulo de friccion suelo-muro} = (2/3 \phi) = 21.47$

$\mu = \text{tang } \delta = (2/3 \phi) = \text{TAN}(2/3 \cdot 32^\circ)$

$\mu = 0.391$

$c' = 0.5c = 0 \text{ Kg/cm}^2$

$E_{av} = 0$

$E_h = ET = Ea + Esc = 2784.04 \text{ Kg}$

$E_p = 2173.30 \text{ Kg}$

Fuerza de roce

$Fr = \mu (Rv + E_{av}) + c' \cdot B + E_p$

$Fr = \mu \cdot Rv + c' \cdot B + E_p = 4260.46 \text{ Kg}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$Fs \text{ desliz} = \frac{\text{Fuerza de roce (Fr)}}{\text{Empuje horizontal (Eh)}}$	> 1.5
--	---------

$Fs \text{ desliz} = \frac{4260.46 \text{ Kg}}{2784.04 \text{ Kg}}$	> 1.5
---	---------

$Fs \text{ desliz} = 1.53$	> 1.5
--	------------------------------

OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$F_s \text{ volc.} = \frac{M \text{ estabilizante (Me)}}{M \text{ Actuante del suelo (Mas)}}$	> 2
---	-------

$F_s \text{ volc.} = \frac{4076.08 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{2981.71 \text{ Kg} \cdot \text{m}}$	> 2
---	-------

$F_s \text{ volc.} = 1.37$	> 2	OK
----------------------------	-------	-----------

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo Admisible de suelo $\sigma_{adm.}$ = La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual a 3 (Fscap. Portante >3)

$\sigma_{adm} = \text{qult./Fs cap. Portante} = 1.5 \text{ kg/cm}^3$

Punto de aplicación de la furza resultante X_r : Medido desde el punto O.

Me= 4076.08 Kg · m
 Mas= 2981.71 Kg · m
 Rv= 5338.00 Kg

$X_r = (Me - Mas) / R_v$

$X_r = 0.21$	m
--------------	---

Excentricidad de la fuerza resultante (ex): Medida desde el centro de la Base

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6)

Base (B)= 1.00 m
 (B/6) 0.17 m
 $X_r = 0.21$

$ex \leq B/6$

$ex = B/2 - X_r = 0.29 \text{ m}$ **OK**

Presion de contacto Suelo de fundacion - Muro:

$\sigma_{max}, \sigma_{min.}$

$\sigma_{max} = (R_v/B)(1+6 \cdot ex/B) =$

$\sigma_{max} = 11369.25 \text{ Kg/m}^2$ 1.14 Kg/cm^2

$\sigma_{max} = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$	\leq	$\sigma_{adm.}$	OK
---------------------------------------	--------	-----------------	-----------

$\sigma_{min} = (R_v/B)(1-6 \cdot ex/B) =$

$\sigma_{min} = -693.25 \text{ K/m}^2$ -0.07 Kg/cm^2

$\sigma_{min} = -0.07 \text{ Kg/cm}^2$	\leq	$\sigma_{adm.}$	OK
--	--------	-----------------	-----------

CONDICION:

$\sigma_{max} =$	\leq	$\sigma_{adm.}$
------------------	--------	-----------------

El predimensionamiento propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento,

Deslizamiento y con las presiones admisibles de contacto en el caso de carga 1:

Empuje de tierra + sobrecarga Vehicular, quedando teoricamnete toda la base del muro en compresion, de tal manera que a distribucion de prresiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talon del muro.

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA +SISMO**Datos Generales :**

H= 2.80 m

Datos del Relleno

$\gamma_r = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 32 \text{ Grados}$

$c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

Datos del Suelo de Fundacion

$\gamma_1 = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 32.20 \text{ Grados}$

$c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$q_u = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$

Prof. De Desp. Df= 1.50 m

Datos del Sitio

Zona Sismica 3

Sobrecarga Vehicular Sc= 0.60 m

Peso Esp. Concreto $\gamma_2 = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" 0.25 m

Pantalla "b"= 0.25 m

Espesor de Zapata "h"= 0.50 m

Base de Muro "B"= 1.00 m

Pie "P" 0.50 m

Talon "T" 0.50 m

Altura de pantalla "Ho"= 2.30 m

Largo de sobre carga (Ls)= 0.75 m

Altura de dentellon "Hd" 0.25 m

Base de dentellon "Bd"= 0.25 m

Profundidad de desplante= Df=h1= 1.50 m

Efecto Sismico=2/3H 1.87 m

figura	elemento	ancho	alto	peso esp. concreto	peso (Wpp)	brazo x	Momento x (Mx)	brazo y	Momento Y (My)	
		m	m	kg/m3	Kg/m3	m	Kg-m/m	m	Kg-m/m	
1		1	1.00	0.50	2400.00	1200.00	600	0.25	300	
2		0.5	0.00	2.30	2400.00	0.00	0	1.27	0	
3		1	0.25	2.30	2400.00	1380.00	869.4	1.65	2277	
4		1	0.25	0.25	2400.00	150.00	94.5	-0.13	-19.5	
					ΣWpp=	2730.00	ΣMx=	1563.9	ΣMy=	2557.5

POR PESO PROPIO

Peso Propio del Muro (Wpp)= **2730.00 kg**
 Brazo de palanca (Bs)=ΣMx/ΣWpp= **0.57 m**
 Momento por Peso propio= Mpp=Wpp x Bpp= **1556.1 Kg-m**

POR RELLENO ENCIMA DEL TALON

Volumen del Relleno Vr= Ho*T*1m= **1.15 m3**
 Peso total del Relleno (Wr)= $\gamma_r \cdot Vr$
Wr= 1874.50 Kg

Brazo de palanca (Br)= P+b+ T/2= **1.00 m**
 Momento del Relleno sobre el talon (Mr) = Wr * Br **1874.50 Kg-m**

MOMENTO RESITENTE O ESTABILIZANTE DEL MURO (Me)

Me=Mpp+Mr= 3430.60 Kg - m

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea)

1.- EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \phi}{1 + \text{seno } \phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

$$k_a = 0.307$$

Por el Empuje Activo (Ea)

Ea = 1/2 * γr * H² * Ka = $1/2 * 1900 * (7.50)^2 * (0.283)$
Ea= 1961.61 Kg
 Brazo de palanca (Bea)= H/3= **0.93 m**
Momento Por el Empuje Activo (Mea) = Ea * Bea 1824.30 Kg-m

POR EFECTO DEL SISMO

El muro se construirá en una zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo Ao es correspondiente a la zonificación sísmica

Zona Sísmica = 3

Ao= **0.4** (según TABLA ZONA SISMICA)
 Coeficiente sísmico horizontal (Csh)= 0.5 Ao= **0.5 * 0.4= 0.20**
 Coeficiente sísmico Vertical (Csv)= 0.7 Csh= **0.7 * 0.2= 0.14**
 $\theta = \arctan \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} = \frac{0.2}{1 - 0.14} = 0.23255814$
 $\theta = \arctan 0.23255814$
 $\theta = 13.09186245$
θ = 13.09°

Fuerza sísmica del Peso Propio: Ubicada en el Centro de gravedad del muro

Fsp= Csh * Wpp= 0.20 * 9417 546 Kg

Brazo de Palanca sísmica= Bsp= ΣMx/ΣWpp

Bsp= ΣMx/ΣWpp= **0.57 m**

Momento sísmico por Peso propio= Msp= Fsp x Bsp=

Msp= **468 * 0.470**

Msp= 311.22 Kg - m

Coefficiente de presión dinámica activa Kas: Determinado con la ecuación Mononobe -Okabe para $\beta < \phi - \theta$ [0° < (34° - 13°09') = 20,51°]

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos } \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

donde:

δ = Angulo de fricción relleno - muro = $2/3(\phi)$ = **22.67°**

ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal = **90°**

β = Angulo del relleno con la horizontal = **0°**

Sustituyendo: φ = 34°, ψ = 90°, β = 0°, θ = 13.09°, δ = 22.66°

Kas= 0.402

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a)(1 - C_w)$$

ΔDEa= **0.5 * (C382)Kg/m3 * (C380)m)² * (C493 - C445) * (1. - F460)**

ΔDEa= 522.03 Kg/m

Brazo por Empuje sismico= $B_{sis}=2/3H=2/3*(c380)$ 1.87 m
 Momento por Empuje Sismico
Msis. = $\Delta DEa \times B_{sis} =$ 976.1961 Kg-m

INCREMENTO DINAMICO CALCULADO

$\Delta DE = \frac{\Delta DEa}{Ea}$

$\Delta DE =$ 26.61 %
 El incremento dinamico calculado es aproximadamente el 36.16% mas del Empuje activo

Empuje dinamico Total $ETA = (Ea + \Delta)$:Esta conformado por el empuje de tierra, el incremento dinamico del empuje activo, y la fuerza sismica inercial del peso propio:
 $ETA = Ea + \Delta DEa + F_{spp} = D449 + C505 + D468$

$ETA = (Ea + \Delta) =$ 3029.6 Kg

Resultante de las Fuerzas Verticales R_v : Las Fuerzas que lo componen son el peso propio y el peso del relleno
 $R_v = W_{pp} + W_r$ **4604.50 Kg**

MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO (Mas)

Momento de Volcamiento (Mas): Las fuerzas que intentan Volcar el muro son el Empuje activo, Incremento dinamico del empuje activo, y la fuerza sismica inercial del peso propio

Mas = $Mea + M_{sis} + M_{spp} = E451 + D509 + C473$
Mas = 3111.72 Kg

Calculo del empuje pasivo producido por el dentellon:

Coefficiente del Empuje pasivo (K_p): Se determino con el elngulo de friccion interna del suelo de fundacion

$$K_p = \frac{1 + \text{seno } \Phi}{1 - \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 32^\circ}{1 + \text{seno } 32^\circ}$$

$K_p = \text{Tan}^2(45^\circ + \phi/2) =$ **3.28**

Presion Pasiva superior en el dentellon σ_{ps} : Calculada en la cota de fundacion en la base(Df)

$\sigma_{ps} = (\gamma \cdot D_f) \cdot K_p =$ 8019.60 Kg/m²

Presion Pasiva inferior en el dentellon σ_{pi} : Calculada en la cota de fondo del dentellon

$\sigma_{pi} = (\gamma \cdot (D_f + H_d)) \cdot K_p =$ 9356.20 Kg/m²

Empuje pasivo actuando sobre el dentellon E_p : Calculado con la altura del dentellon (H_d)

$E_p = (\sigma_{ps} + \sigma_{pi}) / 2 \cdot H_d =$ 2171.98 Kg.

Fuerza de roce F_r : Los empujes actuan en forma perpendicular a la cara interna del muro ambos empujes son horizontales, la componete vertical del muro es nula $E_{av}=0$, $E_h=ET$
 En este caso el empuje pasivo E_p . es tomado en cuenta

$\delta =$ Angulo de friccion suelo-muro= $(2/3 \phi) =$ 21.33
 $\mu = \text{tang } \delta =$ $(2/3 \phi) =$ $\text{TAN}(2/3 \cdot 32^\circ)$
 $\mu =$ **0.390**

$c = 0.5c =$ 0.125 Kg/cm² 1250 Kg/m²
 $E_{av} =$ 0
 $E_h = ET = Ea + \Delta$ 3029.60 Kg
 $E_p =$ 2171.98 Kg

Fuerza de roce

$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c \cdot x_B + E_p = \mu \cdot x \cdot R_v + c' \cdot x_B + E_p = \mu \cdot x \cdot R_v + c' \cdot x_B + E_p$
 $F_r = C556 \cdot C525 + E558 \cdot D400 + C561$ 5217.74 Kg

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$F_s \text{ desliz} = \frac{\text{Fuerza de roce } (F_r)}{\text{Empuje horizontal } (E_h)}$	> 1.4
---	-------

$F_s \text{ desliz} = \frac{5217.74 \text{ Kg}}{3029.60 \text{ Kg}}$	> 1.4
--	-------

$F_s \text{ desliz} =$ 1.72 > 1.4 OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$F_s \text{ volc.} = \frac{M \text{ estabilizante } (Mea)}{M \text{ Actuante del suelo } (Mas)}$	> 1.4
--	-------

$F_s \text{ volc.} = \frac{3430.60 \text{ Kg-m}}{3111.72 \text{ Kgm}}$	> 1.4
--	-------

$F_s \text{ volc.} =$ 1.10 > 1.4 OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo Admisible de suelo $\sigma_{adm.}$: La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual a 2 ($F_{scap. Portante} > 2$)
 ($F_{scap. Portante} \geq 2$)

$\sigma_{adm} = \text{quilt.} / F_s \text{ cap. Portante} = \frac{4.5}{2}$ Kg/cm²

$\sigma_{adm} =$ 2.25 Kg/cm²

Punto de aplicacion de la furza resultante X_r : Medido desde el punto O.
 $Me =$ Momento estabilizante 3430.60 Kg - m
 $Mas =$ Momento Actuante del suelo 3111.72 Kg - m
 $R_v =$ Resultante de fuerzas verticales 4604.50 Kg

$X_r = (Me - Mas) / R_v$

$X_r =$ 0.07 m

Excentricidad de la fuerza resultante (ex): Medida desde el centro de la Base

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6)

Base (B)= 1.00 m
(B/6) 0.17 m
Xr = 0.07

$ex \leq B/6$

$ex = B/2 - Xr$ 0.43 m OK

Presion de contacto Suelo de fundacion - Muro $\sigma_{max}, \sigma_{min}$.

$\sigma_{max} = (Rv/B)(1+6*ex/B) =$

$\sigma_{max} =$ 16484.11 K/m2 1.65 Kg/cm2

$\sigma_{max} =$ 1.65 Kg/cm2 \leq σ_{adm} . OK

$\sigma_{min} = (Rv/B)(1-6*ex/B) =$

$\sigma_{min} =$ -7275.11 K/m2 -0.73 Kg/cm2

$\sigma_{min} =$ -0.73 Kg/cm2 \leq σ_{adm} . OK

CONDICION:

$\sigma_{max} = \leq \sigma_{adm}$.

El predimensionamiento propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento,

Deslizamiento y con las presiones admisibles de contacto en el caso de carga 2:

Empuje de tierra + sismo, quedando teoricamente toda la base del muro en compresion, de tal manera que a distribucion de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talon del muro.

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA +SISMO DISEÑO DE LA PANTALLA

con estos datos se calcula todo

Datos Generales :

H= 2.80 m

Datos del Relleno

$\gamma_r =$ 1630.00 Kg/m3

$\phi =$ 32 Grados

$c =$ 0.00 Kg/cm2

Datos del Suelo de Fundacion

$\gamma_1 =$ 1630.00 Kg/m3

$\phi =$ 32.20 Grados

$c =$ 0.00 Kg/cm2

$q_u =$ 1.04 Kg/cm2

Prof. De Desp. Df= 1.50 m

Datos del Sitio

Zona Sismica 3

Sobrecarga Vehicular Sc= 0.60 m

Peso Esp. Concreto $\gamma_2 =$ 2400.00 Kg/m3

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" 0.25 m

Pantalla "b"= 0.25 m

Espesor de Zapata "h"= 0.50 m

Base de Muro "B"= 1.00 m

Pie "P" 0.50 m

Talon "T" 0.50 m

Altura de pantalla "Ho"= 2.30 m

Altura de dentellon "Hd" 0.25 m

Base de dentellon "Bd"= 0.25 m

Profundidad de desplante= Df=h1= 1.50 m

Efecto Sismico=2/3H 1.87 m

figura	elemento	ancho	alto	peso esp. concreto	peso propio (Wpp)	brazo x	Momento x (Mx)	brazo y	Momento Y (My)	
		m	m	kg/m3	Kg/m3	m	Kg-m/m	m	Kg-m/m	
1	1	1.00	0.50	2400.00	1200.00	0.50	600	0.25	300	
2	0.5	0.00	2.30	2400.00	0.00	0.50	0	1.27	0	
3	1	0.25	2.30	2400.00	1380.00	0.63	869.4	1.65	2277	
4	1	0.25	0.25	2400.00	150.00	0.63	94.5	-0.13	-19.5	
				$\Sigma W_{pp} =$	2730.00		$\Sigma M_x =$		$\Sigma M_y =$	2557.5

Centro de gravedad

$X_{cg} = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma W_{pp}} = \frac{1563.9}{2730.00}$ Kg - m/m Kg/m

Xcg= 0.57 m

Centro de gravedad

$Y_{cg} = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma W_{pp}} = \frac{2557.50}{2730.00}$ Kg - m/m Kg/m

Ycg= 0.94 m

POR PESO PROPIO

Peso Propio del Muro (Wpp)= 2730.00 kg

Brazo de palanca (Bs)= $\Sigma M_x / \Sigma W_{pp} =$ 0.57 m

Momento por Peso propio= Mpp=Wpp x Bpp= 1556.1 Kg-m

POR RELLENO ENCIMA DEL TALON

Volumen del Relleno Vr= Ho*T*1m= 1.15 m3

Peso total del Relleno (Wr)= $\gamma_r * V_r$

Wr= 1874.50 Kg

Brazo de palanca (Br)= P+b+ T/2= 1.00 m

Momento del Relleno sobre el talon (Mr) = Wr * Br = 1874.50 Kg-m

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea)

1.- EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

Por el Empuje Activo (Ea)

$$E_a = 1/2 \gamma r \times H^2 \times K_a = 1/2 \times 1900 \times (3.50)^2 \times (0.283)$$

$$E_a = 1961.61 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de palanca (Bea)} = H/3 = 0.93 \text{ m}$$

$$\text{Momento Por el Empuje Activo (Mea)} = E_a \times \text{Bea} = 1824.30 \text{ Kg-m}$$

POR EFECTO DEL SISMO

El muro se construira en una zona de peligro sismico elevado, la aceleracion del suelo A0 es correspondiente a la zonificacion sismica

Zona Sismica = 3

A0 = 0.4 (según TABLA ZONA SISMICA)

Coefficiente sismico horizontal (Csh) = 0.5 A0 = 0.5 * 0.4 = 0.20

Coefficiente sismico Vertical (Csv) = 0.7 Csh = 0.7 * 0.2 = 0.14

$$\theta = \arctan \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} = \frac{0.2}{1 - 0.14} = 0.23255814$$

$$\theta = \arctan \frac{0.23255814}{13.09186245}$$

$$\theta = 13.09^\circ$$

Fuerza sismica del Peso Propio: Ubicada en el Centro de gravedad del muro

$$F_{spp} = C_{sh} \times W_{pp} = 546 \text{ Kg/m}$$

Brazo de Palanca sismica = Bsp = $\Sigma M_w / \Sigma W_{pp}$

$$B_{sp} = \Sigma M_w / \Sigma W_{pp} = 0.57 \text{ m}$$

Momento sismico por Peso propio = Msp = Fsp x Bsp =

$$M_{sp} = 311.22 \text{ Kg - m}$$

Coefficiente de presion dinamica activa Kas: Determinado con la ecuacion Mononobe -Okabe para $\beta < \phi - \theta$ [0° < (34° - 13°09') = 20,51°]

$$\beta < \phi - \theta \dots [0^\circ < (34^\circ - 13^\circ 09') = 20,51^\circ]$$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

donde:

$$\delta = \text{Angulo de friccion relleno - muro} = 2/3(\phi) = 22.67$$

$$\psi = \text{Angulo de la cara interna del muro con la horizontal} = 90$$

$$\beta = \text{Angulo del relleno con la horizontal} = 0$$

$$\text{Sustituyendo: } \phi = 34^\circ, \psi = 90^\circ, \beta = 0^\circ, \theta = 13.09^\circ, \delta = 22.66^\circ$$

$$K_{as} = 0.402$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = 0.5 \times ((C382) \text{Kg/m}^2 \times (C380 \text{ m})^2) \times (C493 - C445) \times (1 - F460)$$

$$\Delta DE_a = 1190.98 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo por Empuje sismico} = B_{sis} = 2/3H =$$

$$1.87 \text{ m}$$

(linea de accion de ΔDEa)

Momento por Empuje Sismico

$$M_{sis} = \Delta DE_a \times B_{sis} = 2227.13 \text{ Kg-m}$$

Fuerza sismica del peso propio de la pantalla Fsp

Triangulo

$$F_{sp} = \text{Corona}/H_o \times (\gamma/2) \times C_{sh} \times (H_o)^2$$

$$F_{sp} = 138 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de fuerza sismica triangulo} = B_{sis} = H_o/3 = 0.77 \text{ m}$$

Rectangulo

$$F_{sp} = \text{Corona} \times (\gamma/2) \times C_{sh} \times (H_o)$$

$$F_{sp} = 276 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de fuerza sismica rect.} = B_{sis} = H_o/2 = 1.15 \text{ m}$$

Empuje dinamico Total ETD = (Ea+Δ): Esta conformado por el empuje de tierra, el incremento dinamico del empuje activo, y la fuerza sismica inercial del peso propio:

$$ETD = E_a + \Delta DE_a + F_{sp} =$$

$$ETD = (E_a + \Delta) = 3566.6 \text{ Kg}$$

Momento total Ma+Δ = Ea*Bea+ΔDEa x Bsis+Fpp triang x Btriang+ Fsp rect. X Brect.

$$M_{a+\Delta} = 4475.1 \text{ Kg}$$

FACTOR DE MAYORACION DE CARGAS DINAMICAS - ESTATICAS

El factor e myoracion para empuje de tierras estaticas y sobrecargas vivas indicados por el codigo ACI es de 1.6 para los empujes dinamicos sismicos el factor de mayoracion indicado es 1.0

En el caso de craga 2. (Empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoracion ponderado por tratarse de una combinacion de cragas estaticas y dinamicas, determinado de la siguiente manera:

Caso 2

Empuje estatico activo: Ea = 1/2 γr x H² x Ka

$$\Phi = 32.00 \text{ grados}$$

$$\gamma = 2784.04 \text{ Kg/cm}^3$$

$$H = 2.80 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \Phi}{1 + \text{seno } \Phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

$$E_a = 0.5 \cdot (1900) \cdot (7.5)^2 \cdot 0.283$$

$$E_a = 0.5 \cdot (c787) \cdot (c788)^2 \cdot (c786)$$

$$E_a = 3350.43 \text{ Kg}$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$K_{as} = 0.402$$

$$C_{sh} = 0.200$$

$$C_{sv} = 0.14$$

$$W_{pp} = 2730.00 \text{ Kg}$$

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = 0.5 \cdot (1900 \text{ Kg/m}^3) \cdot (3.5 \text{ m})^2 \cdot (0.402 - 0.283) \cdot (1 - 0.14)$$

$$\Delta DE_a = 891.63 \text{ Kg}$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{sp} : ubicado en el centro de gravedad del muro.

$$F_{sp} = C_{sh} \cdot W_{pp} = 546.00 \text{ Kg}$$

Empuje Total

$$E_a + \Delta = E_a + \Delta DE_a + F_{sp}$$

$$E_a + \Delta = 4788.06 \text{ Kg}$$

Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico

$$F_{cu} = [1.6 \cdot E_a + 1 \cdot \Delta DE_a + 1 \cdot F_{sp}] / E_a + \Delta$$

$$F_{cu} = \frac{6798.318}{4788.06}$$

$$F_{cu} = 1.42$$

Es conveniente determinar este factor de mayoración de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1.6 sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura más costosa.

Corte Último V_u en la sección "y" para el caso 2

$$V_u = F_u \cdot (E_a + \Delta)$$

$$V_u = 5064.572 \text{ kg}$$

Momento Último M_u en la sección "y" para el caso 2

$$M_u = F_u \cdot M_a + \Delta$$

$$M_u = 6354.642$$

CALCULO DEL REFUERZO DE ACERO PARA EL MURO

Refuerzo cara Interior

$$\Phi = 0.9$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$e = h = 0.50 \text{ m}$$

$$d' = 0.075 \text{ m}$$

$$d = 0.43 \text{ m}$$

$$M_u = 6.35 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$M_u = 28.22$$

$$\Phi b d^2$$

$$\rho = 0.0009$$

$$A_s \text{ requer.} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min.} = 14.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2/3 A_s \text{ min.} = 9.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As proyect.

$$\text{Varilla seleccionada: N}^\circ 4 \quad A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical en el muro: 8 Varillas/m

Usar varillas	Nº4	espaciadas	12.50 cms
		asumimos	15.00 cm
Usar $A_s = 1/2 \text{ c}/15\text{cm}$	As=	8.60 cm²/m	> 3.95 cm²/m

Refuerzo cara opuesta

$$\text{As proyect.} = 1/3 A_s \text{ min.} = 4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Varilla seleccionada: N}^\circ 3 \quad A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical en el muro: 8 Varillas/m

Usar varillas	Nº3	espaciadas	12.50 cms
		asumimos	15.00 cm
Usar $A_s = 3/8 \text{ c}/15\text{cm}$	As=	4.73 cm²/m	> 4.73 cm²/m

Refuerzo horizontal por contracción y temperatura

Cara interior

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ proyect.} = 7.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2/3 A_s \text{ min.} = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Varilla seleccionada: N}^\circ 3 \quad A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical en el muro: 5 Varillas/m

Usar varillas	Nº3	espaciadas	20.00 cms
		asumimos	15.00 cm
Usar $A_s = 1/2 \text{ c}/15\text{cm}$	As=	8.60 cm²/m	> 5.16 cm²/m

Refuerzo horizontal por contraccion y temperatura

Cara exterior

$\rho = 0.0018$

As proyect = $\frac{As}{1/3 As \text{ min.}} = \frac{7.74}{2.58} \text{ cm}^2/\text{m}$

Varilla seleccionada: N°3 As = 0.71 cm²

Refuerzo vertical en el muro: 5 Varillas/m

Usar varillas	N°3	espaciadas	20.00 cms
		asumimos	25.00 cm

Usar As = 3/8 c/25cm As = 2.84 cm²/m > 2.58 cm²/m

DISEÑO GEOTECNICO EN LA BASE DEL MURO (PIE - TALON)

CASO 1: Fuerzas y Brazos con respecto a la seccion critica 1-1

EL PIE: Se comporta como un volado sometido a una presion o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reaccion del suelo y al peso propio que actua hacia abajo predominando en este caso la reaccion del suelo. Los momentos flectores resultantes originan traccion en la fibra inferior.

EL TALON: Predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reaccion del suelo, los momentos flectores resultantes originan traccion en la fibra superior

Datos Generales :

H = 2.80 m

Datos del Relleno

$\gamma_r = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 32.00 \text{ Grados}$
 $c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

Datos del Suelo de Fundacion

$\gamma_1 = 1630.00 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 32.20 \text{ Grados}$
 $c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $q_u = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$
 Prof. De Desp. Df = 1.50 m

Datos del Sitio

Zona Sismica = 3
 Sobrecarga Vehicular Sc = 0.6 m
 Peso Esp. Concreto $\gamma_2 = 2400 \text{ Kg/m}^3$

PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" = 0.25 m
 Pantalla "b" = 0.25 m
 Espesor de Zapata "h" = 0.50 m
 Base de Muro "B" = 1.00 m
 Pie "P" = 0.50 m
 Talon "T" = 0.50 m
 Altura de pantalla "Ho" = 2.30 m
 Altura de dentellon "Hd" = 0.25 m
 Base de dentellon "Bd" = 0.25 m
 Profundidad de desplante = Df = h1 = 1.50 m
 Efecto Sismico = 2/3H = 1.87 m

DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES DE CORTE Y FLEXION MAXIMA EN LA BASE

Caso :1 PIE "P"

PIE = P

Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 1 - 1

POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro (Wpp)

$W_{pp} = P \cdot h \cdot 1 \text{ m}^2 \cdot \gamma_2$

Wpp1 = 600 Kg

Brazo de palanca Bpp1 = P/2 = 0.25 m

Momento por peso propio (Mpp) = Wpp x Bpp

Mpp = 150 k - m

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba

$\sigma_{max} = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{min} = -0.07 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{1-1} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$R_{s1} = ((\sigma_{max} + \sigma_{1-1})/2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot P(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$

Rs1 = 2850 Kg

Fuerza cortante resultante en el pie V1-1 (hacia arriba)

V1-1 = Rs1 - Wpp1 = 2250.00 Kg

El Diagrama de presion Trapezoidal se puede dividir en un triangulo y un rectangulo de altura

Diagrama del Triangulo

$R = 0.50(\sigma_{max} - \sigma_{1-1}) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$

$R = 0.50(C688 - C690 \text{ Kg/cm}^2) \cdot (D664)(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$

R = 2850 Kg

Brazo Bp = 2P/3 = 0.33 m

Momento = RxBp = 940.5 kg - m

Diagrama del Rectangulo

$$R = (\sigma_1 - 1) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R = (1.38 \text{ Kg/cm}^2) \cdot 1.60(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R = 0 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = P/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = R \cdot B_p = 0 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento en la seccion 1-1: por metro lineal,Horario Positivo

$$M_{1-1} = (R \text{ Triangulo} \times \text{Braso triangulo}) + R \text{ Rectangulo} \times \text{Brazo rectangulo} - \text{Peso propio} \times \text{Brazo peso propio}$$

$$M_{1-1} = 790.50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Caso : 1 - TALON = T

Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 2 - 2

POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro (Wpp)

$$W_{pp2} = T \cdot h \cdot 1\text{m} \cdot \gamma_2$$

$$W_{pp2} = 600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de palanca } B_{pp} = T/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento por peso propio (Mpp)} = W_{pp} \times B_{pp}$$

$$M_{pp2} = 150.00 \text{ k} \cdot \text{m}$$

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba

$$\sigma_{\text{max}} = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = -0.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2-2} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{s2} = ((\sigma_{2-2} + \sigma_{\text{min}})/2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot T(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R_{s2} = -175.00 \text{ Kg}$$

POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$$\text{Volumen de relleno (Vr)} = H_o \cdot T \cdot 1\text{m} = 1.15 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso Total del Relleno } W_r = \gamma_r \times V_r = 1874.5 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo de palanca } B_r = T/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento por el relleno encima del Talon} = M_r$$

$$M_r = W_r \times B_r = 468.63 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

PESO DE LA SOBRECARGA

$$W_{sc1} = H_{sc1} \times T \times 1 \times \gamma_r$$

$$W_{sc1} = 489 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Brazo de palanca (Bsc1)} = 1/2T = 0.25$$

$$\text{Momento de Sobrecarga (Msc 1)} = W_{sc1} \cdot B_{sc1}$$

$$M_{sc1} = W_{sc1} \cdot B_{sc1} = 122.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante resultante en el talon V2 - 2 (hacia abajo)

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp2} - W_r - W_{sc} = -3138.50 \text{ Kg}$$

El Digrama de presion Trapezoidal se puede dividir en un triangulo y un rectangulo de altura

Diagrama del Triangulo

$$R = 0.50(\sigma_{2-2} - \sigma_{\text{min}}) \cdot T(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R \text{ Triang.} = 175 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = T/3 = 0.17 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = R \cdot B_p = 29.75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Diagrama del Rectangulo

$$R = (\sigma_{\text{min}}) \cdot T(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R \text{ Rectang.} = -350 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = T/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = R \cdot B_p = -87.50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento en la seccion 2-2: por metro lineal,Horario Positivo

$$M_{2-2} = W_{pp2} \times B_{pp2} + W_r \times B_r + W_{sc1} \times B_{sc1} - R_{\text{Triang}} \times B_{\text{Triang}} - R_{\text{Rectang}} \times B_{\text{Rectang}}$$

$$M_{2-2} = 706.13 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

CASO:2 - PIE Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 1 - 1**POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)**

Peso Propio de Muro (Wpp concreto)

$$W_{pp2} = P \cdot h \cdot 1\text{m} \cdot \gamma_2$$

$$W_{pp2} = 600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo peso propio de palanca(} B_{pp2} = P/2) = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento por peso propio (Mpp1)} = W_{pp1} \times B_{pp1}$$

$$M_{pp1} = 150 \text{ k} \cdot \text{m}$$

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba

$$\sigma_{\text{max}} = 1.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = -0.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1-1} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{s1} = ((\sigma_{\text{max}} + \sigma_{1-1})/2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot P(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R_{s1} = 4125 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en el Pie: V1 -1 (hacia arriba)

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp1} = 3525.00 \text{ Kg}$$

El Digrama de presion Trapezoidal se puede dividir en un triangulo y un rectangulo de altura

Diagrama del Triangulo

$$R \text{ Triangulo} = 0.50(\sigma_{\text{max}} - \sigma_{1-1}) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$$

$$R \text{ Triangulo} = 4125 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo } B_p = 2P/3 = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = R \cdot B_p = 1361.25 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Diagrama del Rectangulo

Rectangulo de altura (0.78 kg/cm2)=0.78 0.82Kg/cm2

R Rectangulo = $(\sigma_{1-1}) \cdot P(100\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$

R Rectangulo= 0 Kg

Brazo Bp= P/2= 0.13 m

Momento =Rx Bp 0 kg - m

Momento en la seccion 1-1: por metro lineal,Horario Positivo

M1-1= (Rtriangulo x Brazo triangulo) + R Rectangulo x Brazo rectangulo) - Momento peso propio1 x Brazo peso propio 1.

M 1-1= 1211.25 kg - m

CASO 2 : TALON = T:Fuerzas y brazos respecto a la seccion critica 2 - 2**POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)****Peso Propio de Muro (Wpp)**Wpp2 = T *h*1m* γ_2

Wpp2= 600 Kg

Brazo de palanca Bpp2= T/2= 0.25 m

Momento por peso propio (Mpp2)=Wpp2 x Bpp2

Mpp2 = 150 k - m

REACCION DEL SUELO: Por metro lineal de muro hacia arriba σ_{max} = 1.65 Kg/cm2 σ_{min} = -0.73 Kg/cm2 σ_{2-2} = 0.00 Kg/cm2 $R_{s2} = ((\sigma_{2-2} + \sigma_{\text{min}})/2 \text{ Kg/cm}^2) \cdot T(\text{cm}) \cdot 1(100\text{cm})$

Rs2= -1825.00 Kg

POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

Volumen de relleno (Vr)=Ho* T* 1m 1.15 m3

Peso Total del Relleno Wr= $\gamma_r \times Vr$ 1874.5 Kg

Brazo de palanca Br= T/2= 0.25 m3

Momento por el relleno encima del Talon =Mr

Mr= Wr x Br 468.63 Kg - m

Fuerza cortante resultante en el talon V2 - 2 (hacia abajo)

V 2-2 = Rs2 - Wpp2 - Wr = -4299.50 Kg

El Diagrama de presion es solamente triangular

Diagrama del TrianguloR=0.50(σ_{2-2}) * T(100cm)*1(100cm)

R triangulo= 0 Kg

Brazo Bp= T/3= 0.17 m

Momento =Rx Bp 0 kg - m

Momento en la seccion 2-2: por metro lineal,Horario Positivo

M2-2 = Wpp2 x Bpp2 + Wr x Br - Rtriangulo x B triangulo

M 2-2= 618.63 Kg - m

Las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones criticas 1 -1 y 2 - 2 (caso 2) resultaron ser mas grandes para el caso de carga 2 (empuje de tierra + sismo)

V1 -1 = 3525.00 Kg M1 - 1= 1211.25 Kg - m

V2 -2 = -4299.50 kg M2 -2 = 618.63 Kg - m

FACTOR DE MAYORACION DE CARGAS DINAMICAS - ESTATICAS

El factor de mayoracion para empuje de tierras estaticas y sobrecargas vivas indicados por el codigo ACI es de 1.6

para los empujes dinamicos sismicos el factor de mayoracion indicado es 1.0

En el caso de carga 2.(Empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoracion ponderado por tratarse de una combinacion de cargas estaticas y dinamicas, determinado de la siguiente manera:

Caso 2

Empuje estatico activo: ϕ = 32.00 grados γ_r = 1630.00 Kg/cm3

H= 2.80 m

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \phi}{1 + \text{seno } \phi} = \frac{1 - \text{seno } 34^\circ}{1 + \text{seno } 34^\circ}$$

$$K_a = \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.307$$

$$k_a = 0.307$$

Ea = 1/2 $\gamma_r \times H^2 \times K_a$

Ea= 1961.61 Kg

Incremento dinamico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

Kas= 0.402

Csh= 0.200

Csv= 0.14

Wpp= 2730.00 Kg

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = 0.5 \cdot (1900 \text{Kg/m}^3) \cdot (3.5\text{m})^2 \cdot (0.402 - 0.283) \cdot (1 - 0.14)$$

 ΔDE_a = 522.03 Kg

Fuerza sismica del peso propio Fssp: ubicado en el centro de gravedad del muro.

Fssp = Csh x Wpp= 546.00 Kg.

Empuje Total

$$Ea+\Delta = Ea + \Delta DEa + Fsp =$$

$$Ea+\Delta = 3029.64 \text{ Kg.}$$

Factor de mayoracion de carga ponderado para el caso sismico

$$Fcu = [1.6 \times Ea + 1 \times \Delta DEa + 1 \times Fsp] / Ea + \Delta$$

$$Fcu = \frac{4206.606}{3029.64}$$

$$Fcu = 1.39$$

Es conveniente determinar este factor de mayoracion de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayor directamente por 1.6 sobre estima las solicitaciones ultimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura mas costosa.

DISEÑO DE LA ZAPATA POR CORTE

El Maximo corte que actua en la zapata ocurre en la Puntera o Pie (seccion 1 - 1) y resultado del caso de carga 2 (empuje de tierra + sismo), en este caso usaremos el factor de mayoracion de carga ponderado de 1.36 y el factor de minoracion de resistencia por corte : $\Phi = 0.75$.

$$\text{Corte Maximo} = V_{max} = V_1 - 1$$

$$V_{max} = V_1 - 1 = 3525.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Corte Ultimo Maximo (Vu)} = Fcu \cdot V_{max}$$

$$Vu = 4899.75 \text{ Kg}$$

El recubrimiento inferior minimo de la zapata del muro debe de ser de 7.5cm, cuando el concreto se vierte directamente contra la tierra. Y si el concreto se vierte sobre una capa de concreto pobre, el recubrimiento inferior puede disminuirse a 5cm.

$$d_1 = \text{Recubrimiento inferior} = 7.5 \text{ cm} \quad 7.5 \text{ cm}$$

$$d_2 = \text{Recubrimiento superior} = 5 \text{ cm} \quad 5 \text{ cm}$$

$$h = d = e = 50 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} = 43 \text{ cm}$$

Corte maximo resistente del concreto

$$V_c = 0.53 \times (\text{RAIZ}(F_c)) \times b_w \times d$$

$$V_c = 0.53 \times (\text{RAIZ}(210)) \times 100 \times 75 = 33025.85 \text{ Kg}$$

$$V_c = 33025.85 \text{ Kg}$$

$$\frac{Vu}{\Phi} = \frac{4899.75}{0.75}$$

$$\frac{Vu}{\Phi} = 6533$$

$$V_c = 33025.85 \text{ Kg} > Vu/\Phi = 6533 \text{ Kg}$$

El espesor de la zapata de 40cm es adecuada para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Diseño por Flexion de la zapata

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el area minima de refuerzo por tension en la direccion del claro sera la misma requerida por la Norma ACI - 318 - 05, en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexion sea en un sentido solamente, se debe de proporcionar refuerzo normal por flexion para resistir los esfuerzos por contraccion y temperatura.

DATOS PARA EL CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZAPATA

$f_c =$	210 Kg/cm ²
$b =$	100 cm
Espesor = $h =$	50 cm
Recubrimiento interior =	7.5 cm
Recubrimiento superior =	5 cm
Diametro del acero =	1.27 cm
$d_{inf} =$ Espesor zapata - rec. Inferior - diametro de acero	41.23 cm
$d_{sup} =$ Espesor zapata - rec. Superior - diametro de acero	43.73 cm
$f_y =$	4200 Kg/cm ²

Los maximos momentos que actuan en la zapata resultaron del caso de carga 2 (Empuje + tierra + sismo), para incrementar las cargas usaremos el factor de mayoracion ponderado de 1.36

Momento Ultimo de la Puntera

$$M_u = Fcu \cdot M_1 - 1 = 1683.6375 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento Ultimo del Talon

$$M_u = Fcu \cdot M_2 - 2 = 859.90 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad \text{Empleado para verificar el espesor de la zapata}$$

Se verifica el espesor de la losa por flexion considerando que el muro se encuentra en zona sismica, el maximo momento flector ocurre en el talon del muro, el factor de minoracion de resistencia por flexion es: $\Phi = 0.90$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}} = \text{Raiz} \frac{85990}{3572.10}$$

$$d \geq \frac{\text{RAIZ} \quad 24.07}{4.91 \text{ cm}}$$

El espesor de la zapata (e) requerido por flexion (Traccion fibra superior):

$$e = d + \text{recubrimiento superior} = 9.91 \text{ cm}$$

$$e = 9.91 \text{ cm} < h = 50 \text{ cm}$$

El espesor de la Zapata de $h=40\text{cm}$ es adecuado para resistir las solicitaciones de flexion que resultan de los casos de carga considerados.

Acero minimo: de refuerzo por metro lineal de muro cuando se emplea varillas de acero corrugado grado 42: (4200kg/cm²)

$$b = 0.0018 \times b \times t$$

$$t = \text{espesor total de la losa.}$$

Anexo 18: Análisis de precios unitarios para muro de suelo reforzado

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

MURO DE SUELO REFORZADO

PARTIDA : Trazo de niveles y replanteo
RENDIMIENTO: 500.00 m2/día
UNIDAD : M2

COSTO POR M2	S/.	1.91
---------------------	------------	-------------

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
cal hidratada (bols 30kg)	bols		0.0500	10.42	0.52	0.59
madera tornillo 32p2/usos	p2		0.0200	3.4	0.07	
Mano De Obra						
capataz	hh	1.0	0.0160	14.8605875	0.24	1.01
topografo	hh	1.0	0.0160	18.75	0.3	
Peon	hh	3.0	0.0480	9.718333333	0.47	
Equipo/Herram.						
nivel de ingeniería	hm	1.0	0.0160	17.5	0.28	0.31
desgastes de herramienta	%mo		3		0.03	

PARTIDA : Corte de material suelto y excavacion masiva con maquina hasta 0.60m
RENDIMIENTO: 450.00 m3/día
UNIDAD : M3

COSTO POR M3	S/.	5.07
---------------------	------------	-------------

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0016	14.8605875	0.02	0.63
topografo	hh	1.0	0.0160	18.75	0.3	
Peon	hh	2.0	0.0320	9.718333333	0.31	
Equipo/Herram.						
Retroexcavadora sobre arugas 80-100HP	hm	1.0	0.0178	250	4.44	4.44
desgastes de herramienta	%mo		3	0.63		

PARTIDA : Colocacion de bloques de concreto
RENDIMIENTO: 45 m2/día
UNIDAD: M2

COSTO POR M2	S/.	115.80
---------------------	------------	---------------

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Bloque de concreto	und		10.76	7.733	83.21	90.67
Tubería HDPE	ml		0.56	11.979	6.71	
Conector split coupler 4"	und		0.173	4.36	0.75	
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0178	14.8605875	0.26	22.95
operario	hh	3.0	0.5333	13.38791667	7.14	
peon	hh	9.0	1.6000	9.718333333	15.55	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		5	22.95	1.15	2.18
cortadora electrica concreto 13HP	hm	1	0.18	5.74	1.03	

PARTIDA : Instalación de Geomalla Uniaxial TT090RWA
RENDIMIENTO: 400 m2/dia
UNIDAD: M2

COSTO POR M2 S/. 9.09

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Instalación de Geomalla Uniaxial TT090RWA	m2		1.02	8.019	8.18	8.18
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0020	14.8605875	0.03	
operario	hh	1.0	0.0200	13.38791667	0.27	
peon	hh	3.0	0.0600	9.718333333	0.58	0.88
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	0.88	0.03	0.03

PARTIDA : Instalación de Geotextil no tejido
RENDIMIENTO: 400 m2/dia
UNIDAD: M2

COSTO POR M2 S/. 3.27

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Geotextil no tejido	m2		1.02	2.31	2.36	2.36
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0020	14.8605875	0.03	
operario	hh	1.0	0.0200	13.38791667	0.27	
peon	hh	3.0	0.0600	9.718333333	0.58	0.88
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	0.88	0.03	0.03

PARTIDA : Instalación Geodren planar
RENDIMIENTO: 400 m2/dia
UNIDAD: M2

COSTO POR M2 S/. 19.27

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Geodren planar	m2		1.02	18	18.36	18.36
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0020	14.8605875	0.03	
operario	hh	1.0	0.0200	13.38791667	0.27	
peon	hh	3.0	0.0600	9.718333333	0.58	0.88
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	0.88	0.03	0.03

PARTIDA : Colocacion de material Granular de Filtro e=0.30m
RENDIMIENTO: 60 m3/dia
UNIDAD: M3

COSTO POR M2 S/. 71.12

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
pedra para filtro (grava <5% de finos)	m2		1.05	65	68.25	68.25
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0133	14.8605875	0.20	
peon	hh	2.0	0.2667	9.718333333	2.59	2.79
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	2.79	0.08	0.08

PARTIDA : Relleno y compactacion con material de prestamo
RENDIMIENTO: 150 m3/dia
UNIDAD: M3

COSTO POR M2 S/. 85.22

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Material de relleno (granular <15% de finos)	m3		1.25	43	53.75	53.97
Agua	m3		0.05	4.45	0.22	
Mano De Obra						
Capataz	hh	0.1	0.0053	14.8605875	0.08	
Operario	hh	1.0	0.0533	13.38791667	0.71	
Peon	hh	2.0	0.1067	9.718333333	1.04	1.83
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		5	1.83	0.09	
Retroexcavadora sobre arugas 80-100HP	hm	1	0.0533	250	13.33	
Rodillo liso vib. Autopulsado 10-12Ton	hm	1	0.0533	150	8.00	
Camion cisterna 4x2 (1500gln Agua)	hm	1	0.0533	150	8.00	29.42

Anexo 19: Análisis de precios unitarios para muro de concreto armado

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MUROS CA MUROS DE CONCRETO ARMADO

PARTIDA : Llimpieza de terreno , eliminacion de maleza y arbustos
RENDIMIENTO: 60.00 m2/dia
UNIDAD : M2

COSTO POR M2	S/.	3.08
---------------------	------------	-------------

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Mano De Obra						
capataz	hh	0.2	0.0267	14.86	0.4	2.99
Peon	hh	2.0	0.2667	9.72	2.59	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	2.99	0.09	0.09

PARTIDA : Trazo de niveles y replanteo
RENDIMIENTO: 500.00 m2/dia
UNIDAD : M2

COSTO POR M2	S/.	1.91
---------------------	------------	-------------

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
cal hidratada (bols 30kg)	bols		0.0500	10.42	0.52	0.59
madera tornillo 32p2/usos	p2		0.0200	3.4	0.07	
Mano De Obra						
capataz	hh	1.0	0.0160	14.86	0.24	1.01
topografo	hh	1.0	0.0160	18.75	0.3	
Peon	hh	3.0	0.0480	9.72	0.47	
Equipo/Herram.						
nivel de ingenieria	hm		0.0160	17.5	0.28	0.31
desgastes de herramienta	%mo		3	1.01	0.03	

PARTIDA : Excavacion de cimiento
RENDIMIENTO: 3 m3/día
UNIDAD : M3

COSTO POR M3	S/.	31.37
---------------------	------------	--------------

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.2667	14.86	3.96	29.88
Peon	hh	1.0	2.6667	9.72	25.92	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		5	29.88	1.49	1.49

PARTIDA :

Encofrado y desencofrado para cimentaciones

RENDIMIENTO :

cuadrilla encofrado	capataz	0.1	cuadrilla habilit	capataz	0.0	cuadrilla desenc	capataz	0.0
	operario	1.0		operario	0.0		operario	0.0
	oficial	1.0		oficial	1.0		oficial	1.0
	peon	0.0		peon	0.0		peon	2.0
rendimiento		20 m2/dia	REND		40 m2/dia	REND		40 m2/dia

UNIDAD

M2

COSTO POR M2 S/. 45.14

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Madera tornillo 32 p2/ 5 usos	p2		4.83	5.1	24.63	
clavos para madera c/cabeza 3"	kg		0.13	4.9	0.64	
Alambre negro recocido #8	kg		0.26	3.39	0.88	26.15
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0400	14.86	0.59	
operario	hh	1.0	0.4000	13.39	5.36	
oficial	hh	3.0	0.8000	10.75	8.6	
peon	hh	2.0	0.4000	9.72	3.89	18.44
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	18.44	0.55	0.55

PARTIDA

Obras de concreto Armado: concreto para cimentaciones 210Kg/cm2

RENDIMIENTO

cuadrilla prep y vaciado	capataz	1	cuadrilla curado	capataz	0
	operario	1.0		operario	0.0
	oficial	2.0		oficial	1.0
	operador	2.0		operador	0.0
	peon	8.0		peon	2.0
RENDIMIENTO		25 m3/dia	REND		40 m3/dia

UNIDAD

M3

COSTO POR M3 S/. 362.94

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
cemento portland tipo I	bo1		10.21	21.5	219.52	
Arena gruesa	m3		0.55	70	38.50	
pedra chancada de 1/2	m3		0.56	80	44.80	302.82
Mano De Obra						
capataz	hh	1.0	0.3200	14.86	4.76	
operario	hh	1.0	0.3200	13.39	4.28	
oficial	hh	3.0	0.6400	10.75	6.88	
peon	hh	10.0	2.9600	9.72	28.77	44.69
Equipo/Herram.						
Mezcladora de concreto Tambor 9-11 p3	hm	1	0.32	31.25	10	
vibrador de concreto 4HP 2.40"	hm	1	0.32	10	3.2	
desgastes de herramienta	%mo		5	44.69	2.23	15.43

PARTIDA :

Encofrado y desencofrado para elevacion (Pantalla)

RENDIMIENTO :

cuadrilla encofrado	capataz	0.1	cuadrilla habilit	capataz	0.0	cuadrilla desenc	capataz	0.0
	operario	1.0		operario	0.0		operario	0.0
	oficial	1.0		oficial	1.0		oficial	1.0
	peon	0.0		peon	0.0		peon	2.0
rendimiento		10 m2/dia	REND		40 m2/dia	REND		40 m2/dia

UNIDAD

M2

COSTO POR M2 S/. 65.66

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Madera tornillo 32 p2/ 5 usos	p2		6.71	5.1	34.22	
clavos para madera c/cabeza 3"	kg		0.24	4.9	1.18	
Alambre negro recocido #8	kg		0.21	3.39	0.71	36.11
Mano De Obra						
capataz	hh	0.1	0.0800	14.86	1.19	
operario	hh	1.0	0.8000	13.39	10.71	
oficial	hh	3.0	1.2000	10.75	12.9	
peon	hh	2.0	0.4000	9.72	3.89	28.69
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	28.69	0.86	0.86

PARTIDA

Obras de concreto Armado:concreto para elevacion 210Kg/cm2

RENDIMIENTO :

cuadrilla prep y vaciado	capataz	1	cuadrilla curado	capataz	0
	operario	2.0		operario	0.0
	oficial	2.0		oficial	0.0
	operador	3.0		operador	0.0
	peon	10		peon	1.0
RENDIMIENTO		10 m3/dia	REND		30 m3/dia

UNIDAD

M3

COSTO POR M3 S/. 478.82

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
cemento portland tipo I	bol		10.21	21.5	219.52	
Arena gruesa	m3		0.55	70	38.50	
pedra chancada de 1/2	m3		0.56	80	44.80	302.82
Mano De Obra						
capataz	hh	1.0	0.8000	14.86	11.89	
operario	hh	2.00	1.6000	13.39	21.42	
oficial	hh	2.00	1.6000	10.75	17.2	
peon	hh	11.00	8.2667	9.72	80.35	130.86
Equipo/Herram.						
Mezcladora de concreto Tambor 9-11 p3	hm	1	0.8	31.25	25	
vibrador de concreto 4HP 2.40"	hm	1	0.16	10	1.6	
Winche electrico de 2 tambores	hm	1	0.8	15	12	
desgastes de herramienta	%mo		5	130.86	6.54	45.14

PARTIDA : Relleno y compactacion con mataerial de prestamo
RENDIMIENTO: 150 m3/dia
UNIDAD: M3

COSTO POR M2 S/. 85.90

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Material de relleno (granular <15% de finos)	m3		1.25	43	53.75	54.65
Agua	m3		0.05	18	0.90	
Mano De Obra						
Capataz	hh	0.1	0.0053	14.86	0.08	1.83
Operario	hh	1.0	0.0533	13.39	0.71	
Peon	hh	2.0	0.1067	9.72	1.04	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		5	1.83	0.09	29.42
Retroexcavadora sobre arugas 80-100HP	hm	1	0.0533	250	13.33	
Rodillo liso vib. Autopropulsado 10-12Ton	hm	1	0.0533	150	8.00	
Camion cisterna 4x2 (1500gln Agua)	hm	1	0.0533	150	8.00	

PARTIDA : Acero grado 60

RENDIMIENTO:

cuadrilla			cuadrilla		
colocacion	capataz	1	habilit	capataz	0.1
	operario	1.0		operario	1.0
	oficial	1.0		oficial	1.0
	peon	10		peon	1.0
RENDIMIENTO	250	kg/dia	REND	300	kg/dia

UNIDAD KG

COSTO POR M2 S/. 5.32

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Acero corrugado	kg		1.07	2.75	2.94	3.14
Alambre N° 16	kg		0.06	3.39	0.2	
Mano De Obra						
capataz	hh	0.20	0.0059	14.86	0.09	2.08
operario	hh	2.00	0.0587	13.39	0.79	
oficial	hh	2.00	0.0587	10.75	0.63	
peon	hh	2.00	0.0587	9.72	0.57	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		5	2.08	0.10	0.10

PARTIDA : Colocación y compactacion de relleno granular de producto de excavacion
RENDIMIENTO: 150 m3/dia
UNIDAD: M3

COSTO POR M2 S/. 32.15

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
material propio	m3		1.25	0	0.00	0.90
Agua	m3		0.05	18	0.90	
Mano De Obra						
Capataz	hh	0.1	0.0053	14.86	0.08	1.83
Operario	hh	1.0	0.0533	13.39	0.71	
Peon	hh	2.0	0.1067	9.72	1.04	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		5	1.83	0.09	29.42
Retroexcavadora sobre arugas 80-100HP	hm	1	0.0533	250	13.33	
Rodillo liso vib. Autopropulsado 10-12Ton	hm	1	0.0533	150	8.00	
Camion cisterna 4x2 (1500gln Agua)	hm	1	0.0533	150	8.00	

PARTIDA : Solado de 3" para cimiento corrido
RENDIMIENTO: 80 m2/dia
UNIDAD: M2

COSTO POR M2 S/. 26.2

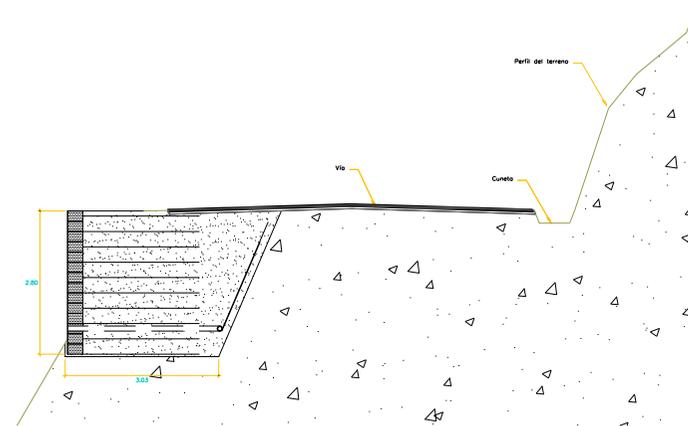
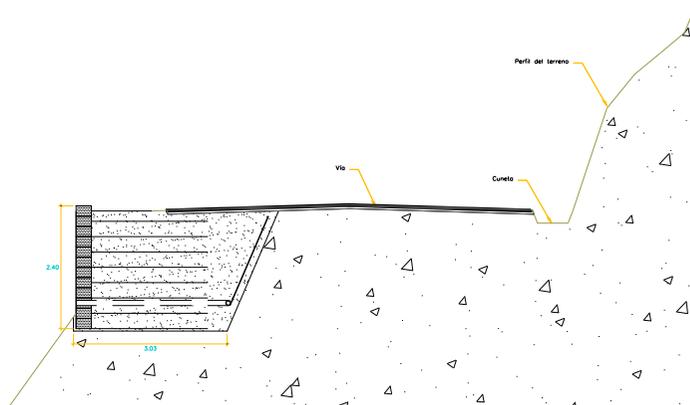
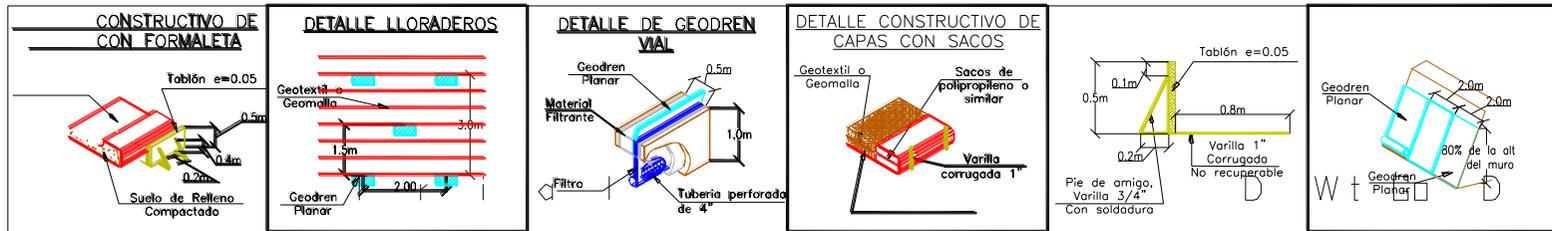
Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
cemento portland tipo I	bol		0.284	21.5	6.11	12.69
Arena gruesa	m3		0.094	70	6.58	
Mano De Obra						
capataz	hh	1.0	0.0200	14.86	0.3	9.89
operario	hh	2.00	0.2000	13.39	2.68	
oficial	hh	2.00	0.1000	10.75	1.08	
peon	hh	11.00	0.6000	9.72	5.83	
Equipo/Herram.						
Mezcladora de concreto Tambor 9-11 p3	hm	1	0.1	31.25	3.13	3.62
desgastes de herramienta	%mo		5	9.89	0.49	

PARTIDA : Junta machimbrada de 1" para contraccion
RENDIMIENTO: 25 ml/dia
UNIDAD: ML

COSTO POR M2 S/. 12.05

Descripción	Und.	cuadrilla	A. Unit	P.U.	Parcial	sub total
Materiales						
Junta machimbrada de 1"	P2		4.44	2.464	10.94	10.94
Mano De Obra						
capataz	hh	0.2	0.0320	0.88	0.03	1.08
operario	hh	6.0	0.3200	3.28	1.05	
Equipo/Herram.						
desgastes de herramienta	%mo		3	1.08	0.03	0.03

Anexo 20: Plano de secciones y detalles de Muro de suelo reforzado



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Tesisista:
Mancisidor Aramburú Gilberth
BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL

DIBUJO Y DISEÑO:	REV. N°	FECHA	REVISIONES
G. MANCISIDOR A.			
ASESOR:			
G. GANCHO ZUÑIGA			
COASESOR:			

APLICACION DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MUROS
DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN
VIAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL
SANTA ROSA DE QUIVES - SANTA 2019
PROYECTO DE TESIS

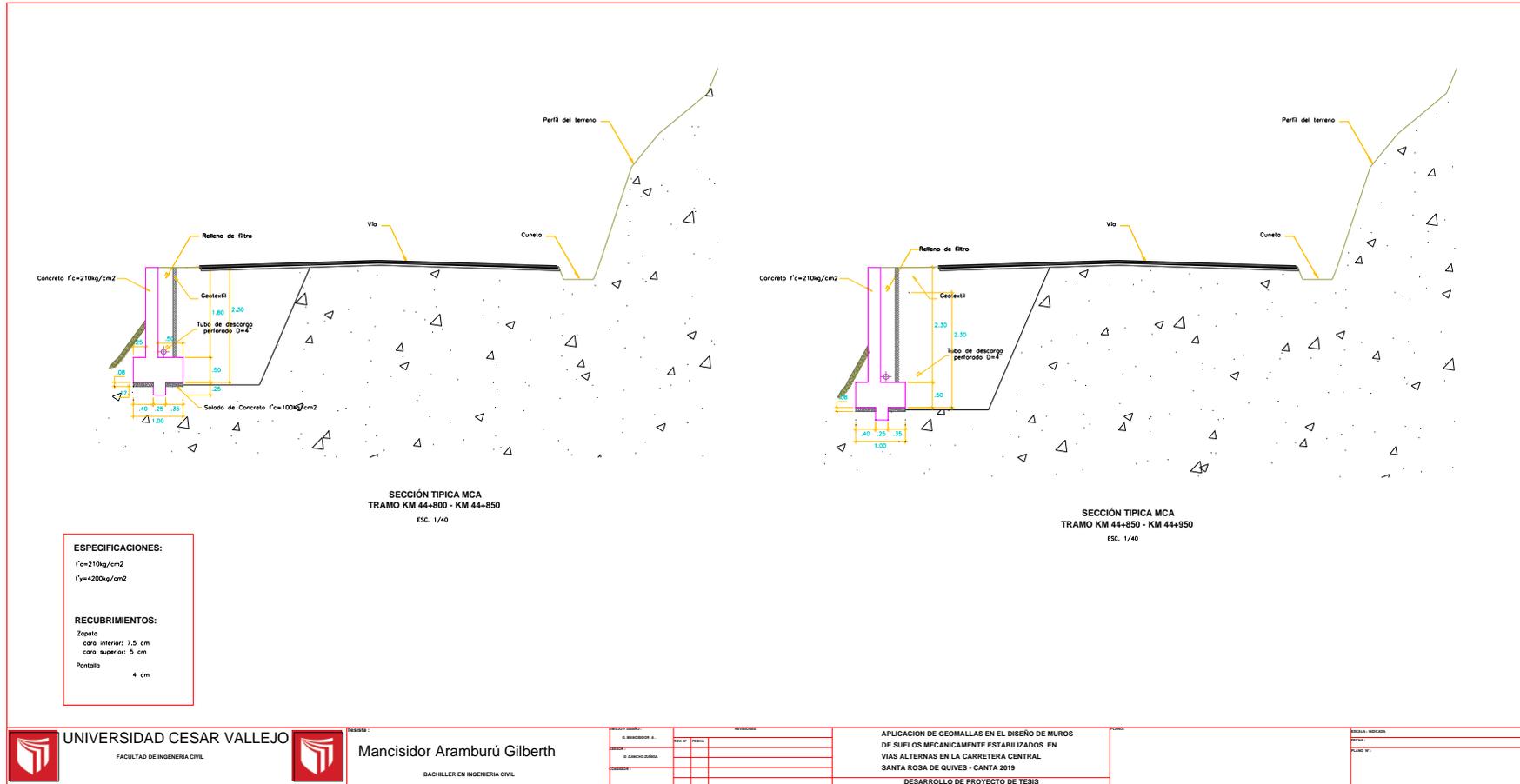
PLANO:

ESCALA: INDICADA

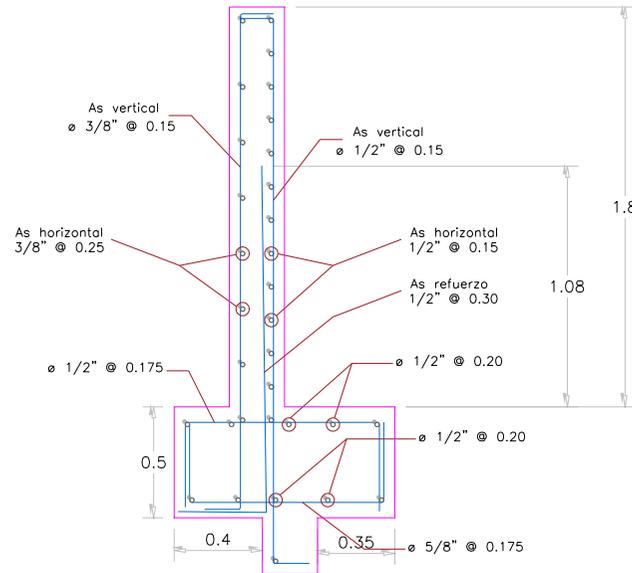
FECHA:

PLANO N°:

Anexo 21: Plano de Muro de concreto armado – Secciones

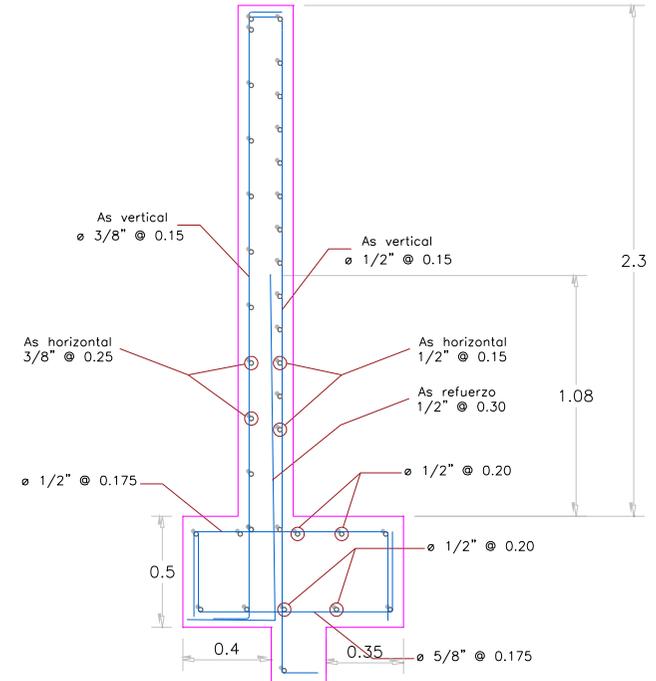


Anexo 22: Plano de Muro de concreto armado - Armadura



ARMADURA MURO - TRAMO 01

ESC. 1/25



ARMADURA MURO - TRAMO 02

ESC. 1/25

EMPALMES

∅	longitud
3/8"	40cm
1/2"	50cm
5/8"	65cm
3/4"	90cm

Autorización de la versión final del trabajo de investigación



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
La Escuela de Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL (FORMA) DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

MANOSIDA AGAMBURI GIBREATH JEANPIERRE

INFORME TITULADO:

APLICACIÓN DE CÁRNICOS EN EL DISEÑO DE MUROS DE
SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VÍAS ALTERNAS EN
LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVER - CAJAMA
- 2019

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

Anexo 23: Reporte de turnitin

Ingeniero Civil

SUSTENTADO EN FECHA:

20/07/2019

NOTA O MENCIÓN

13 (TRECE)

Coordinador de Investigación de
Ingeniería Civil

Acta de aprobación de originalidad de tesis

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : de 1
--	--	---

Yo, ...GERARDO CANCHO ZUÑIGA.....
docente de la Facultad ...DE INGENIERIA..... y Escuela Profesional de Ingeniería Civil
de la Universidad César Vallejo Lima Norte (precisar filial o sede), revisor(a) de la tesis
titulada

" APLICACION DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MUROS DE SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADOS EN VIAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVES - CANTA 2019 "

del (de la) estudiante ...MANCISIDOR ARAMBURU GILBERTH.....
constato que la investigación tiene un índice de similitud de 28 % verificable en el
reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Lugar y fecha...lima 07 de febrero 2020

.....

Firma

Nombres y apellidos del (de la) docente:

.....Gerardo Cancho Zuñiga.....

DNI: 07239759.....

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

Autorización de publicación de tesis

 UCV <small>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</small>	AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV	Código : F05-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo MANCISOR ARAMBURU GILBERTH

identificado con DNI N.º egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo No autorizo la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado

" APLICACION DE GEOMALLAS EN EL DISEÑO DE MURO DE SUBLO MECANICAMENTE ESTABILIZADO EN VIAS ALTERNAS EN LA CARRETERA CENTRAL SANTA ROSA DE QUIVER "

en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derechos de Autor, Art. 23 y Art. 33

Fundamentación en caso de no autorización:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....



FIRMA

DNI: 47990234

FECHA: 19 de Julio de 2018.

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

Turnitin

Feedback Studio - Google Chrome
ev.turnitin.com/app/carta/es/?s=18&o=1245891807&lang=es&u=1088032488&ro=103

feedback studio | Aplicación de geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives - Canta 2019

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Aplicación de geomallas en el diseño de muros de suelo mecánicamente estabilizados en vías alternas en la carretera central Santa Rosa de Quives - Canta 2019

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

AUTOR:
Ing. Civil. Mancisidor Aramburú, Gilberth (ORCID: 0000-0002-8496-2682)

ASESOR:
Dr. Gerardo Cancho Zuñiga (ORCID: 0000-0002-0684-5114)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN
Diseño de infraestructura vial

LIMA - PERÚ
2019

Resumen de coincidencias

28 %

Se están viendo fuentes estándar
Ver fuentes en inglés (Beta)

Coincidencias

Nº	Fuente	Porcentaje
1	Entregado a Universida... Trabajo del estudiante	11 %
2	pt.scribd.com Fuente de Internet	4 %
3	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	2 %
4	oa.upm.es Fuente de Internet	2 %
5	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	1 %
6	Entregado a Universida... Trabajo del estudiante	1 %
7	Entregado a Universida... Trabajo del estudiante	1 %
8	Entregado a Consorcio ... Trabajo del estudiante	1 %
9	www.imt.mx Fuente de Internet	1 %

Página: 1 de 87 | Número de palabras: 18612 | Text-only Report | High Resolution | Activado

Búsqueda en Windows | 10:43 a. m. 24/01/2020