



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no Ingenieriles, Collique – 2019 ”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

TAMARIZ MAZA, Jack Kelvin

<https://orcid.org/0000-0003-4077-1945>

ASESOR:

Mg. PINTO BARRANTES, Raúl Antonio

<https://orcid.org/0000-0002-9573-0182>

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA - PERÚ

2020

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos por su amor sin igual, su cofinancia y apoyo incondicional asía mi persona durante toda esta etapa de estudiante, por enseñarme a luchar y nunca rendirme ante las dificultades que se nos presentan en la vida. De igual manera a mis familiares más cercanos que me dieron su apoyo.

AGRADECIMIENTO

A dios por darme la dicha de tener una buena salud y poder perseguir mis metas y seguir adelante con mi investigación.

A mi familia que con su apoyo lograre lo que un día me propuse.

Al Mg. Ing. Pinto Barrantes, Raúl por sus acertadas sugerencias en la realización de mi investigación.

A todas infinitas gracias.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Indicé de contenidos.....	iv
Índice de tablas.....	v
Índice de figuras.....	vii
Resumen.....	x
Abstrac.....	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	6
III. METODOLOGÍA	70
3.1. Tipo y diseño de la investigación.....	70
3.2. Operalización de variables.....	71
3.3. Población, muestra y muestreo.....	72
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez, confiabilidad..	73
3.5 Procedimiento.....	76
3.6. Método de análisis de datos.....	77
3.7. Aspectos éticos.....	78
IV.RESULTADOS.....	79
V. DISCUSIÓN.....	128
VI.CONCLUSIONES.....	133
VII.RECOMENDACIONES.....	136
REFERENCIAS	
ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: suelos y sus densidades	23
Tabla 2: clasificación de los suelos.....	24
Tabla 3: clasificación de taludes.....	29
Tabla 4: ventajas y desventajas de estructuras de contención de Gravedad.....	33
Tabla 5: ventajas y desventajas de los muros de gaviones.....	37
Tabla 6: ventajas y desventajas de muros en voladizo	40
Tabla 7: Angulo de fricción y peso específico de acuerdo al tipo de suelos.....	41
Tabla 8: Valores de k_a , con relación a los ángulos " ϕ " y " β ".....	48
Tabla 9: Valores de k_p , con relación a los ángulos " ϕ " y " β ".....	48
Tabla 10: Valores de K_a , para $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$	52
Tabla 11: Valores de K_a , $\delta' = 2/3 \phi'$	52
Tabla 12: Valores de k_p , para $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$	54
Tabla 13: Valores de los coeficientes de fricción aproximados	64
Tabla 14: Valores del ángulo de fricción aproximados por tipo de suelo.....	64
Tabla 15: Escala de valores de la validez.....	74
Tabla 16: Escala de valores.....	76
Tabla 17: Estratigrafía de la zona.....	82
Tabla 18: Resultados del laboratorio clasificación de suelos.....	83
Tabla 19: Resultados del ensayo de corte directo.....	85
Tabla 20: Capacidad del suelo a una profundidad de 1m.....	85
Tabla 21: Capacidad del suelo a una profundidad de 1.5m.....	86
Tabla 22: Análisis físico químico.....	88
Tabla 23: Costo aproximado de los tres tipos de muros de contención.....	127

Tabla 24: resumen de factores de seguridad del estudio comparativo.....135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza”-Collique.....	3
Figura 2: Estructuras de suelos	22
Figura 3: Estructuras de tres tipos de suelos	24
Figura 4: Ladera natural	27
Figura 5: Talud artificial (corte o Relleno)	28
Figura 6: Partes de un talud	28
Figura 7: Modelos de muros de contención según su requerimiento	30
Figura 8: Dimensionamiento más común de un muro de gravedad	32
Figura 9: Formas posibles de estructuras de contención de gravedad	33
Figura 10: Gaviones colchoneta	35
Figura 11: Gaviones normales.....	35
Figura 12: Gavión cilindro	36
Figura 13: Dimensiones mínimas de muros en voladizo.....	39
Figura 14: Tipos de muro de voladizo.....	39
Figura 15: Empuje activo	42
Figura 16: Empuje pasivo	43
Figura 17: Empuje en reposo o neutro	44
Figura 18: Grafico del empuje activo.....	45
Figura 19: Grafico del Empuje pasivo.....	46
Figura 20: Presiones laterales y verticales.....	47
Figura 21: Presión activa de coulomb.	50
Figura 22: Presión pasiva de coulomb.....	53
Figura 23: Empuje activo + incremento dinámico.....	55

Figura 24: Empuje pasivo + incremento dinámico	56
Figura 25: Valores del A0 según la zona sísmica en el Perú.....	57
Figura 26: Falla Deslizamiento del muro.....	58
Figura 27: Falla por Rotura del alzado.....	59
Figura 28: Falla por vuelco.....	59
Figura 29: Falla de roturas de la puntera y del talón.....	60
Figura 30: Falla por deslizamiento profundo.....	60
Figura 31: Factor de seguridad por Vuelco del muro	61
Figura 32: Factor de seguridad por Deslizamiento del muro.....	63
Figura 33: Reacción del suelo por las cargas de muros.....	65
Figura 34: Drenaje con barbacanas.....	68
Figura 35: Drenaje longitudinal, comprende todo el espaldón.....	68
Figura 36: Drenajes longitudinales, comprende solo una parte del espaldón.....	69
Figura 37: A.H “ Las lomas de nueva esperanza “ – Collique –Comas.....	80
Figura 38: Excavacion d elas respetctivas calicatas en la zona de estudio.....	81
Figura 39: seccion transversal del area donde se establecera el muro.....	90
Figura 40: Dimensiones del muro de gravedad.....	91
Figura 41: corte en la sección de la puntera del muro.....	95
Figura 42: corte 2-2 en la parte del talón del muro.....	97
Figura 43: Dimensiones de un muro en voladizo sugerida por Braja M.Daz.....	101
Figura 44: fuerzas actuantes sobre el muro en voladizo.....	101
Figura 45: Todas las fuerzas que actúan sobre el muro de contención.....	102
Figura 46: Fuerzas que actúan sobre la pantalla del muro.....	106
Figura 47: fuerzas y reacciones que actúan sobre el talón del muro.....	110

Figura 48: Reacciones y cargas sobre la punta del muro.....	112
Figura 49: Muro de gaviones con todas las fuerzas que actúan sobre él.....	116
Figura 50: Primera fila de gaviones analizada.....	120
Figura 51: Segunda fila de gaviones analizada.....	122
Figura 52: Tercera fila de gavión analizada.....	124
Figura 53: última fila de gavión.....	125
Figura 54: Diferencias de precios de los muros.....	127

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se encuentra ubicado en el “Asentamiento humano las Lomas de nueva Esperanza – Collique – Comas”, en el departamento de Lima, en el cual viendo las características del lugar y siendo conscientes de la situación en que viven los pobladores de esta zona se realizará un estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles, todo esto para poder dar una mejora a la estabilidad de las viviendas de dicha zona, es por ello que el *objetivo general* de esta investigación será determinar la estabilidad que ofrece cada uno de los muros de contención que serán diseñados para un solo punto y evaluar que tan estable es uno del otro y de esa forma determinar el muro que mejor comportamiento de estabilidad presenta, para que esa manera pueda contribuir con la estabilidad del talud de dichas viviendas. Es por ello que se analizará tres tipos de contención los cuales son: muro de gravedad, muro en voladizo y muro de gaviones, estos 3 muros fueron diseñados teniendo en cuenta el estudio de mecánica de suelos y la topografía correspondiente al punto de ejecución de los muros.

Esta investigación se realizó bajo el método científico, con un diseño *experimental* (cuasi experimental) en la cual se realizaron todos los ensayos y estudios necesarios para darle validez a dicha investigación todo esto con aparatos y equipos de laboratorio previamente calibrados y certificados, se usó el uso de fichas de recolección de datos firmados por profesionales entendidos del tema los cuales firmaron dichas fichas abalando su veracidad y certeza, el diseño de los muros se realizó manualmente y para la verificación de sus factores de seguridad se usó el software GEO5.

En esta presente investigación se llegó a la *conclusión* que los muros de contención diseñados fueron los correctos para dar estabilidad a los taludes de las viviendas no ingenieriles de este A.H los cuales presentaron factores de seguridad por encima del mínimo requerido.

Palabras claves: muro de contención de gravedad, muro de contención en voladizo, muro de contención de gaviones y estabilidad de taludes.

ABSTRACT

This research work is located in the “A.H Las Lomas de Nueva Esperanza” - Collique - Comas, in the department of Lima, where you are seeing the characteristics of the place and being specific to the situation in which the inhabitants of A comparative study of retaining walls for the stability of slopes in non-engineering homes is carried out in this area, all this in order to improve the stability of the homes in that area, which is why the general objective of this research will be to stability offered by each of the retaining walls that can suffer for a single point and evaluate how stable one is from the other and thus determine the wall that has the best stability behavior, so that it can contribute to the stability of the slope of these houses. That is why three types of containment are analyzed which are: gravity wall, cantilever wall and gabion wall, these 3 walls were taking into account the study of soil mechanics and the topography corresponding to the point of execution of the walls

This research was carried out under the scientific method, with an experimental design (quasi-experimental) in which all the necessary tests and studies were carried out to validate said research, all with previously calibrated and certified laboratory apparatus and equipment. GEO5 software was used to collect data sheets signed by professionals who are knowledgeable on the subject, who signed these sheets, confirming their truthfulness and accuracy.

In this present investigation, it was concluded that the retaining walls designed were the correct ones to give stability to the slopes of the non-engineering homes of this A.H, which presented the following safety factors:

Keywords: gravity retaining wall, cantilever retaining wall, gabion retaining wall and slope stability.

I. INTRODUCCIÓN

Según Soto J. indica que:

Durante la historia del país vecino Chile se ha podido observar desastres como deslizamientos, originando estos: pérdidas humanas y muchos daños materiales. Un hecho suscitado fue el ocurrido en Farellones en el año 2009 con víctimas fatales y muchas pérdidas económicas. La vulnerabilidad frente a los deslizamientos depende de la, topografía, geología, uso del suelo, actividades sísmicas y toda actividad humana realizada sobre la faz de la tierra relacionadas con la construcción de viviendas (2011, p.1).

Siendo conscientes de la globalización y el crecimiento demográfico que ha sufrido nuestro planeta tierra, el Perú no ha sido esquivo a todos estos cambios. En los últimos tiempos el aumento de la población anual en el Perú según el INEI, indica que: “El pueblo peruano ha presentado un aumento promedio anual de 1,0% en el transcurso del 2007–2017, por ende, se certifica la inclinación decreciente del ritmo de aumento del pueblo peruano durante los últimos 56 años” (2017, p. 9). Esto no ha sido motivo para que se reduzcan las migraciones hacia la ciudad de Lima, por lo contrario, dicha ciudad de Lima ha seguido mostrando un incremento poblacional gracias a las migraciones de los habitantes de las tres regiones de nuestro Perú hacia la ciudad capital en busca de un futuro prometedor. Todo esto ha traído como consecuencia un incremento urbanístico y no necesariamente favorable, ya que estas familias en busca de poder establecerse han invadido o se han posicionado en las faldas de los cerros de los diferentes distritos limeños.

Es por ello que como consecuencia de lo anteriormente mencionado hoy en día se puede observar asentamientos humanos ya consolidados y otros surgiendo o en proceso de formación. Y todo esto ha causado un desorden urbanístico muy grave generando a que se realicen construcciones de edificaciones informales en terrenos muy vulnerables ante un evento sísmico o desastre natural. Esto debido a tres factores preponderantes: desconocimiento técnico, falta de conciencia y los bajos recursos económicos que se presentan en este tipo de lugares y población. Lo cual los ha llevado a realizar construcciones extremas en terrenos con pendientes muy pronunciadas, donde es muy probable que se produzcan deslizamientos y derrumbes ante un fenómeno natural, ya que estas familias hacen el corte directo al cerro buscando un espacio nivelado para empezar a construir sus viviendas, sin

tomar en cuenta la alteración que le originaron al cerro modificando su estado natural tras haber realizado el corte y la nivelación para establecer su vivienda. En algunos casos los pobladores con el fin de poder dar una estabilidad al área de su terreno se ven en la obligación de realizar pircas de piedra sin ningún material de pega lo cual tampoco es una buena opción como para sostener un posible deslizamiento del talud y la vivienda, incrementando así un riesgo más para las viviendas que se encuentran debajo de la vivienda que realizó su muro con pircas ,porque en el caso que se produjera un sismo de gran magnitud estas piedras rodarían causando daños materiales y pérdidas humanas. En la mayoría de los casos la razón más determinante para que las familias se establezcan en estos terrenos peligrosos son los bajos recursos que presentan y la necesidad de tener un techo para poder protegerse del frío y el calor lo cual los obliga a realizar la famosa autoconstrucción para que de esa manera puedan ahorrar el poco dinero que manejan ,olvidándose por completo de su seguridad .y viviendo con la incertidumbre de que en algún momento se produzca un evento sísmico de gran magnitud y sean afectadas ,Puesto que todos sabemos que el Perú es un país establecido en el cinturón de fuego del pacífico convirtiéndolo en un país altamente sísmico y trayendo como consecuencia la presencia inevitable de sismos y terremotos en cualquier momento. Para el (RNE): El Perú se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas zona I, zona II, zona III y la zona IV, siendo la zona IV el área más vulnerable y peligrosa la cual abarca a todos los departamentos costeros teniendo una aceleración máxima horizontal de 0.45 (2019, p.385). Esto convierte a Lima y por ende al distrito de Comas en un lugar altamente sísmico.

Por todo lo antes mencionado el presente trabajo de investigación busca brindar un apoyo social a las viviendas no ingenieriles de la 3ra etapa de Collique en el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza” en el distrito de Comas, distrito que alberga a una gran cantidad de personas provenientes de las diferentes regiones del Perú y en donde el aumento urbanístico ha sido muy grande y desordenado, creciendo de una manera peligrosa en las faldas de los cerros, y quebradas. Por ello en la presente investigación se busca dar solución al problema de inestabilidad que se presentan los cortes generados por la construcción de viviendas no ingenieriles que se observan en esa zona, esto será realizado

mediante un estudio comparativo de 3 tipos de muros de contención los cuales son: Muros de gravedad, muros en voladizo y muros de gaviones para lo cual se consideró aspectos como: Un estudio de mecánica de suelos, geografía, topografía, criterios de diseño y accesibilidad económica de las familias que ahí viven. Por lo que el objetivo general y específicos en esta investigación será determinar y conocer la estabilidad de los muros de contención en estudio y definir qué muro trabaja mejor y presenta una mejor estabilidad para contribuir con la estabilidad del corte o talud que se generan al construir las viviendas no ingenieriles. Todo esto con el único fin de poder garantizar o aumentar la seguridad de estas familias de esta manera mejorar la calidad de vida, mediante la aplicación de muros de contención a los cortes o taludes generados por la propia construcción de dichas viviendas, las cuales en el estado que se encuentran son un peligro latente para la población. ver figura 1.



Figura 1. Asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza”-Collique.

Fuente: Elaboración propia

Por lo que el **problema general** para esta investigación vendría a estar planteada por la siguiente pregunta:

¿Cómo influye el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019?

En la presente investigación se presentan las siguientes justificaciones las cuales la hacen una investigación con varios argumentos para poder ser realizada. Y

a continuación se detallan cada una de ellas. **Justificación Social:** El estudio presenta una justificación social por que básicamente se realizará para contribuir con el aumento de la seguridad de las viviendas y la calidad de vida de los pobladores del “Asentamiento humano Las lomas de Nueva esperanza” en Collique, todo esto se realizará mediante la aplicación o uso de muros de contención para mejorar la estabilidad del corte o talud en donde se encuentran establecidas las viviendas , ya que en el estado que se encuentran representan un riesgo inminente para el ser humano. Ante la ocurrencia un evento sísmico.

Justificación Practica: Esta investigación se realiza porque existe la necesidad de mejorar la estabilidad de los taludes mediante estructuras de contención .Por lo cual los tipos de muros que se analizarán son los más usados para este tipo de proyectos convirtiéndose así en una ventaja al momento de su construcción ya que la mayoría de maestros y personal técnico de construcción tienen algún conocimiento sobre el tema .Por lo tanto no hay la necesidad de realizar charlas o capacitaciones especiales por manejos de maquinarias, equipos y materiales. Por otro lado, para conseguir los materiales para la construcción del muro de contención, no representa un problema puesto que se cuenta con canteras cercanas a la zona de estudio para los materiales como piedras y agregados con respecto al cemento y acero son materiales comunes y de fácil accesibilidad, generando así una alternativa practica de solución para contribuir con la estabilidad de taludes en el “Asentamiento humano las lomas de nueva Esperanza”.

Justificación económica: En este estudio uno de los aspectos que se analizara es el aspecto económico para poder evaluar y generar un presupuesto de los materiales con los que se realizara los distintos tipos de estructuras de contención para la estabilidad de taludes, de esa manera poder determinar que muro es más rentable y accesible a la posibilidad de los pobladores del “Asentamiento humano Las lomas de Nueva esperanza”-Collique.

Justificación ambiental: Esta investigación tiene una justificación ambiental puesto que no representa una amenaza como contaminación al medio ambiente durante su proceso constructivo, por lo que para la elaboración o construcción de los diferentes tipos de muros se realizan en base a elementos o materiales inofensivos para el hombre y el ambiente. En la presente investigación se muestra como **objetivo general** del estudio: Analizar la influencia del estudio comparativo de muros de contención para

la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique - 2019. cuyos **objetivos específicos** se indican a continuación:

Determinar el estudio de mecánica de suelos en el estudio comparativos de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique – 2019.

Determinar el levantamiento topográfico en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.

Calcular el factor de seguridad por vuelco en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.

Calcular el factor de seguridad a deslizamiento en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.

Como **hipótesis general** la presente investigación señala que "El estudio comparativo de muros de contención permitirá la elección del muro óptimo para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique - 2019". y como **hipótesis específicas** se indican lo siguiente:

El estudio de mecánica de suelos facilita conocer la capacidad portante en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique – 2019.

"El levantamiento topográfico posibilita conocer los desniveles en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique - 2019"

"El factor de seguridad a vuelco garantiza la seguridad en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique - 2019".

"El factor de seguridad a deslizamiento garantiza la seguridad en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique - 2019".

II.MARCOTEÓRICO

Arrollo Z. y Capuñay S. (2016). En su tesis para optar el grado de Título, titulada “*ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA – ANCASH*” De la Universidad nacional del Santa de Perú. La cual tiene como objetivo general Analizar las alternativas para la estabilización de taludes de las Mz D1 y E1 en la zona del sector Arica del distrito de Coishco, y proponer la alternativa de contención óptima – económica – comfortable. (Voladizo, gravedad, tierra armada y gaviones). En la presente investigación que se realizó es una investigación Aplicada o Practica puesto que se encierra dentro de un diseño experimental. Por lo que se usó como metodología de estudio el método inductivo porque se hizo una revisión bibliográfica de los diferentes métodos y formas de sistema de contención que existen para poder dar o mejorar la estabilidad de un talud, generando esto que se haga un análisis de cada estructura y poder evaluar sus costos que representa la ejecución de las mismas en la zona de estudio. Esta investigación básicamente se enfoca en realizar un análisis y una comparación de cada estructura de contención para que de esa manera poder encontrar la mejor opción tanto técnica como económica para poder mejorar o dar estabilidad a los taludes, contribuyendo de esa manera a contribuir con la seguridad y mejora de vida de los pobladores del sector Arica. Para obtener los resultados se realizó el análisis a 4 muros de contención de una altura de 4.70m para los cuatro muros de contención diseñados los cuales fueron calculados manualmente para seguir la línea de diseño, se pudo determinar los empujes de tierra activos y pasivos mediante el uso de las teorías de Rankine y Coulomb mencionadas en el marco teórico. Para facilitar el trabajo se hizo uso de los siguientes softwares como: AutoCAD para realizar los dibujos previos de los muros, Ms Project para determinar el tiempo de duración del proceso constructivo, S10 para determinar el costo total de cada estructura de contención. Después de haber realizado todo el análisis obtenemos que el muro de gaviones presenta mayor factor de seguridad para volteo igual a ($FSV=11.43$) y para deslizamiento ($FSD=24.88$). y para el muro en voladizo se determinó un ($FSV=2.21$) y un ($FSD=1.55$). finalmente, del presente trabajo de investigación se pudo determinar: para la construcción de un muro de tierra armada genera un costo de s/15,761.3 soles, para la construcción

de un muro de gaviones el costo total que requiere esta estructura es de S/2,841.94 soles ,en la ejecución de un muro de gravedad el costo es de S/7,638.97 y para muros de voladizo el costo total es de S/3,486.19 soles. Por lo que se concluye indicando que, para la presente investigación, el muro de gaviones resulta ser la más económica a comparación de las otras estructuras en estudio por ende la hipótesis planteada es negada.

Escobar Y. (2018). En su tesis para optar el grado de Título, titulada *“ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016”*. De la Universidad Cesar Vallejo del Perú. El cual presenta como objetivo general Analizar la estabilidad de estructuras de contención mediante métodos convencionales en el distrito de Independencia, Lima en el 2016. En esta investigación se busca conocimientos conseguidos a través de investigaciones teóricas, reglamentos y normas relacionadas al presente tema de estudio nacional e internacional, los cuales serán utilizados y aplicados con la finalidad de obtener resultados prácticos .Por estas consideraciones la investigación se clasifica como aplicada .Esta tesis tomo como metodología el uso de tres diferentes métodos convencionales de análisis para determinar los empujes de tierras aplicado en los muros entre estos método tenemos los métodos de Rankine ,Coulomb y Mononobe-okabe.Con respecto a los resultados se realizó un estudio de mecánica de suelos el tipo de suelo que se determino es GM arena, El contenido de humedad = 4.54 % - 4.86% ,Densidad húmeda de suelo = 2.106 gr/cm³ , La densidad seca de suelo = 2.015 gr/cm³ , El ángulo de fricción interna = 32.39° , La cohesión aparente = 0.100 kg/cm² y la capacidad portante del suelo = 4.78kg/cm². Esto aplicado para un muro con estas alturas: 3.5 m, 4m y 4.5 m ,estas evaluadas por los tres métodos convencionales de análisis para muros de contención obteniendo factores de seguridad de desplazamiento y volteo para cada altura por los tres métodos, de la cual haciendo uso de la teoría de Coulomb se obtuvo : FSV=2.92–3.12 y FSD=1.80–1.83, Empleando de la teoría de Rankine se obtuvo un FSV=2.85–3.04 y FSD=1.73–1.75 y aplicado el método de Mononobe - Okabe nos dio datos en un rango de FSV=2.21–2.32 y FSD=1.77–1.80. Por lo que se concluye indicando que

el método de Mononobe – Okabe, genera mayor estabilidad y confiabilidad, evaluando la interacción de momentos y factores de seguridad generados.

Espada R. (2017). En su tesis para optar el grado de Título, titulada *“ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN POR EL MÉTODO CONVENCIONAL Y POR EL MÉTODO DEL SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS”*. De la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo del Perú En el cual tiene como objetivo general Determinar la diferencia de costos, entre muros de contención por el método convencional y por el método del suelo reforzado con geo mallas, para establecer el ahorro de dinero en la estabilización de taludes, en el poblado de Carey Chico, Olleros, Huaraz – Ancash. La presente tesis como metodología hará uso del método de suelos reforzados con geo mallas y como método convencional se basaran en la teoría de Mononobe –Okabe .Con relación a los resultados se analizara un muro de una altura de 12m por medio de suelos reforzados y muro en voladizo obteniendo como resultado del análisis realizado por los ambos métodos que la aplicación de las geo mallas reducen en un 50% el costo del muro y también genera un aspecto estético pues combina bien con el entorno natural por las formas y características de su estructura a diferencia de los muros comunes que tienen una apariencia ya conocida. Se concluye diciendo que el diseño del muro con geo mallas necesita una inversión de s/25,255.64 soles y con el uso del método tradicional se invertirá s/48,210.89 soles. Del mismo modo reduce el tiempo de ejecución y tiene un menor impacto ambiental por los pocos movimientos de tierra que se realiza.

Vara J. (2017). En su tesis para optar el grado de Título, titulada *“ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO COMPARATIVO DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN TIPO GAVIÓN Y MAMPOSTERÍA EN EL RIO PARCO, CENTRO POBLADO DE PARCO – PISCOBAMBA 2017”*. De la Universidad Cesar Vallejo del Perú. En el cual tiene como objetivo general es Realizar un análisis técnico económico comparativo del diseño de muro de contención tipo gavión y mampostería en el río Parco, Centro Poblado de Parco - Pisco bamba 2017. En la presente tesis se hizo un estudio no experimental – cuantitativa. Debido a que la evaluación y se análisis se realizó mediante la observación con estudios de campo y laboratorio .Como

metodología de estudio se realizaron los siguientes procedimientos ;se realizó calicatas: De donde se extrajeron muestras sin ser alteradas de esa manera facilitar la determinación su capacidad portante y diferentes características del terreno en estudio, levantamiento topográfico: Para obtener curvas de nivel de altimetría y planimetría, se empleó cartas nacionales, se izó uso del software s10:para poder realizar un análisis del costo y así poder determinar un presupuesto, HEC RAS para el modelamiento del rio, office Excel para los cálculos y civil 3D para poder analizar y generar curvas de nivel. Y para el análisis del muro de gaviones y mampostería se analizó en base al método de Rankine para poder determinar los empujes y factores de seguridad para un muro de una altura de 2.20m.En relación a los resultados los muros de gaviones presentan un mejor comportamiento mecánico los factores de seguridad que mostraron ambas estructuras ante los empujes activos del terreno son: muro de gavión $FSD=7.46$ y un $FSV=10.5$ muro de mampostería $FSD=84.40$ $FSV=167.53$ En conclusión el estudio topográfico e hidrológicos fueron muy importantes para realizar el diseño de los muros muro tanto de gaviones y mampostería resulto ser importantísimo para realizar la comparación técnica y económica de estas dos estructuras como alternativa de defensa rivereña en el rio Parco. Se concluye diciendo que después de haberse hecho el análisis correspondiente se llega a concluir que el muro de gaviones tiene un mejor comportamiento mecánico para una defensa rivereña y económicamente resulta ser más barato que un muro de contención. El presupuesto para el muro de gaviones es de S/ 751,980.61 soles y el de muro de mampostería es S/ 792,047.08 soles, teniendo una diferencia considerable de S/40,066.47 soles.

Paucar J. y Paria H. (2014) En su tesis para optar el grado de Titulo, titulada *“PROPUESTA TECNICA PARA LA PROTECCION DE LA CARRETERA OCOPA - ANCHONGA - KM 06+500, AFECTADO POR LA EROSION DEL RIO LIRCAY-2014”*. De la universidad Nacional de Huancavelica del Perú. En el cual tiene como objetivo general Proponer la propuesta técnica en el tramo de la carretera Ocopa - Anchonga-Km 06+500 afectado por la erosión del rio Lircay. La presente tesis aplicó el método científico para el estudio de un diseño de investigación descriptiva simple la cual presenta como metodología señalar el análisis de los siguientes procedimientos de ejecución de muros, y su aspecto económico esto para muros

en voladizo, muros de gravedad y muros de gaviones. Todo esto con el fin de poder generar conocimientos básicos acerca de las técnicas de construcción y la inversión que representa la ejecución de este tipo de estructuras de contención en obras civiles ya que la información que existe es muy poca. Esto a través de las teorías de Coulomb, Rankine y TERZAGHI. Para la determinación de los empujes de la tierra. Respecto a los resultados conociendo las particularidades topográficas y mecánicas del terreno se pasaron a llevar a cabo el planteamiento de tres muros de contención a una altura y longitud de $h=4$ m y $L=360$ m obteniendo como factores de seguridad para cada muro los siguientes resultados: Para el muro de voladizo su factor de seguridad de volteo salió igual ($FD_v = 2.77$) ;el factor de seguridad para deslizamiento resultó ($FS_d = 1.55$) ,para el muro de gravedad se obtuvo los siguientes factores: factor de seguridad de volteo salió igual ($FD_v = 4.6$) ;el factor de seguridad por deslizamiento resultó ($FS_d=1.53$) y finalmente para el muro de gavión se obtuvo como: factor de seguridad de volteo salió igual ($FD_v = 4.13$) ;el factor de seguridad por deslizamiento resultó ($FS_d = 1.97$).Con respecto a los costos para una longitud de 360 metro se obtuvieron los siguientes presupuestos: S/623,836.36 soles para el muro de gavión , s/989,640.17 soles para el muro de gravedad y S/984,671.42 soles para el muro en voladizo. Respecto a los resultados concluimos indicando que los muros analizados y sugeridos son estables y presentan un buen desempeño ante las sollicitaciones de esfuerzos y estabilidad ,pero respecto al lado económico el muro de gavión resulta ser más económico para la protección del tramo de la carretera Ocopa - Anchonga Km 6+500 en comparación de las otras dos alternativas de contención su vez que su funcionamiento se puede dar desde el primer día de colocación de la estructura a diferencia de las otras alternativas que tienen que esperar su tiempo de diseño para que el concreto alcance su resistencia máxima.

Castrejón C. (2017). En su tesis para optar el grado de Título, titulada *“DISEÑO DE MURO DE CONTENCION PARA RETENER UN TERRAPLEN PARA LA HUERTA “LOS TRES POTRILLOS” EN LA LOCALIDAD DE PATUÁN, MICH.”* De la Universidad Nacional autónoma de México. En el cual presenta como objetivo general diseñar un muro de contención por gravedad que retenga un talud del terraplén en una huerta de localidad de Patuán que está situada en el municipio de

Ziracuaretiro en el estado de Michoacan de Ocampo. Como metodología de análisis se usó el método científico lo cual consiste en el uso de la lógica para realidades o hechos observables, planteando un problema que en nuestro caso sería buscar la forma de contener un talud, para lo cual empezaremos por realizar un análisis del suelo y realizar un estudio de las formas de los tipos de muros existentes y dentro de ellas elegir la mejor alternativa para el terreno en estudio. Para la determinación de los empujes se empleó las teorías de Coulomb y Rankine , pero de acuerdo a los datos vertidos por el estudio de mecánica de suelo se definió que los empujes activos se determinaran a través de la teoría de Rankine ya que nos encontramos en un suelo cohesivo friccionante .De los resultados de la tesis en estudio el diseño del muro fue elaborado para un muro de una altura de 6.74m , lo cual al aplicarles los cálculos correspondientes para la verificación del factor de seguridad por volteo nos dio : ($FS_v=3.91$) lo cual es mayor al 1.5 que se solicita como factor mínimo ante volteo , Como factor de seguridad de deslizamiento indica un ($FS_d =1.91$) lo cual es mayor al 1.5 que se solicita como factor de seguridad mínima ante deslizamiento y finalmente en la revisión por capacidad de carga el muro la mayor carga que ejercerá sobre el suelo es de 6.40T-m² y según los estudios de mecánica de suelo la capacidad portante máxima del suelo viene a ser 7.18 Ton/m³ .Por lo tanto se encuentra dentro de la capacidad que va a resistir el suelo y no sufriría falla por capacidad de carga. En base a estos resultados obtenidos nos podemos dar cuenta que las dimensiones asumidas para el muro de contención han sido las correctas. Se concluye afirmando que después de todos los pre dimensionamientos realizados se pudo dar respuesta a la pregunta de investigación obteniendo las dimensiones necesarias para que el muro cumpla con todos los factores de seguridad, así como también se evaluaron los materiales a usar y la lejanía al lugar de la obra en donde se establecerá el muro de contención llegando a la conclusión de que con respecto a los materiales se usaran materiales de la misma zona por lo cual se economizó en lo que es el transporte hasta el lugar de la obra y no generar sobre costos respecto al problema de la sobre carga y cumplir con la altura del muro de 5.24m se optó por realizar una cimentación más ancha de modo que se reparta más uniformemente el peso del muro sobre toda la base.

Avilés M. (2014). En su tesis para optar el grado de Título, titulada “ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO PARA MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO COMPARADO CON MUROS DE GAVIONES Y SISTEMAS DE SUELO REFORZADO PARA ALTURAS $H=5m$, $H=7.5m$, $H=10m$, $H=15m$, PARA UNA LONGITUD DE $80m$ ”. De la Universidad Central del Ecuador. El cual tiene como objetivo general Elaborar el análisis y diseño de muros de contención en hormigón, muros de gaviones y muros de suelo reforzado, y ayudar a resolver de manera más adecuada, práctica y técnicamente los problemas que se presentan en la construcción de Muros de Contención. La presente investigación presenta como metodología de análisis para la definición y análisis del empuje de tierras la teoría de Coulomb, teoría de Rankine y la Teoría de Terzagui. Los cálculos y diseños de los diferentes tipos de muros se realizaron de manera manual después se usó el software Gawacwin y Mactars para los muros de gaviones y suelos reforzados. Respecto al análisis de los resultados tomando como ejemplo un muro de una altura de 5 m en el aspecto técnico se obtuvo los siguientes factores de seguridad: Para el muro de gravedad su $FS_v=3.37$; $FS_d=1.68$,El muro en voladizo presenta un $FS_v=3.28$; $FS_d=1.59$, El muro de contención de gaviones presenta un $FS_v=2.85$; $FS_d=2.07$, Para el muro sistema Terramesh $FS_v=5.97$; $FS_d=2.43$ y para los muros de paneles pre fabricados se obtuvo un $FS_v=4.74$; $FS_d=2.39$, todo esto para un requerimiento de FS de 1.5 mínimamente .Respecto al lado económico se obtuvo los siguientes presupuestos para los diferentes tipos de muros a una altura de 5m los cuales son: para el muro de gravedad su presupuesto es de S/87735.37 soles , para el muro de gaviones su presupuesto es de S/7214.92 soles , para el sistema Terramesh su presupuesto es de S/67063.05 soles y el presupuesto para los muros de panel Prefabricado es de S/57971.16 soles.se concluye diciendo que respecto al análisis económico los muros de hormigón presentan un costo mayor respecto a las soluciones de gaviones y muros de suelo reforzado, los muros de suelos reforzados son los económicas para alturas mayores a 5m, Para el caso del muro de Gaviones y Terramesh System a través del uso de los softwares Gawacwin y MacStars pudimos apreciar resultados parecidos al planteamiento deducido manualmente ; con la ventaja de que el planteamiento se ejecutara en un tiempo más rápido obteniendo resultados claros y exactos respecto al planteamiento de estructuras de contención ,de igual forma su estabilidad.

Palacios, L y Toala, M. (2015). En su tesis para optar el grado de Título, titulada *“DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014 - 2015.”* De la universidad Técnica de Manabí del Ecuador. El cual presenta como objetivo general, Diseñar muros de contención para evitar deslaves e inundaciones y un portante, que van a soportar la edificación del teatro en la Casa de la Cultura de Portoviejo en la Provincia de Manabí. Presenta una metodología de análisis científica en la cual presenta como población y muestra a los muros de contención para mejorar la inestabilidad del suelo de esa manera contribuyendo con una mejora en la forma de vivir de los pobladores de Manabí. Para tomar las medidas de los muros se izó uso de las medidas dadas por HUNTINGTON, Pero al final la dimensión final solo queda al criterio del calculista el cual buscara que cumpla con todo los FS como son volteo, deslizamiento y falla por capacidad portante. Con relación a los resultados para el análisis de los empujes de tierra activos se izó uso de la teoría de Rankine puesto es la que mejor se relaciona con las características del suelo emitidas por el estudio de mecánica de suelos. Se realizaron dos diseños de dos muros en voladizo el primer muro tubo una altura de 10m el cual presento como factores de seguridad ante vuelco ($FS_v=4.37$), ($FS_d=3.37$) los cuales son mayores al 1.5 mínimo de factor de seguridad requerido y una capacidad portante de 29.81tn/m^2 siendo menor del 30.0Tn/m^2 que es la capacidad máxima que resiste el suelo indicado por el análisis de mecánica de suelos. En el muro de 7m de altura se determinó un factor de seguridad ante deslizamiento de ($FS_d=3.34$) , un factor de seguridad ante volcamiento de ($FS_v=4.29$) los cuales son mayores al 1.5 indicados como factor de seguridad mínimos y respecto a la capacidad de carga del suelo la mayor presión que ejerce el muro sobre el suelo es de 20.99mTn/m^2 siendo esta menor a la capacidad máxima de soporte del suelo que es 30tn/m^2 . Por el lado económico la construcción del muro de 10m de altura generaría un presupuesto total de \$10,246.97 dólares y la ejecución del muro de 7m de altura significaría una inversión de \$4,724.12 dólares .Finalmente se concluye diciendo que el muro ha sido planteada obedeciendo lo indicado en el American Concrete Instituto 318S-08, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 e indicaciones del método LRFD. Los programas o herramientas informáticas utilizados para facilitar el trabajo fueron:

softwares de ingenierías y el Microsoft Excel que ayudaron a realización de los objetivos de la tesis, también se puede decir que el costo total de la ejecución de una estructura de contención aumenta de acuerdo a la altura que va a tomar el muro.

Ramos A. (2018). En su tesis para optar el grado de Título, titulada *“DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA RETENER UN TALUD PARA UNA CASA HABITACIÓN UBICADO EN LA CALLE PRIVADA DÍAZ ORDAZ NÚMERO 46, COLONIA POPULAR CAMPESTRE, EN URUAPAN, MICH”*. De la Universidad Nacional Autónoma de México. La cual indica como su objetivo general diseñar una estructura de contención para estabilizar un talud del terreno asegurándose que sea el óptimo para la casa habitación tomando como base sus estudios y características. El ser humano siempre ha estado en constante incertidumbre de poder entender y estudiar el mundo y buscar soluciones a las cosas esto ha llevado a que el hombre evolucione y mejore y cree su propia tecnología a través del tiempo es por ello que la presente investigación toma como metodología de estudio el método científico la cual se caracteriza en la adquisición de nuevos conocimientos y describir el comportamiento de un fenómeno o hecho , la cual también presenta un enfoque cuantitativo ya que en la investigación se analizarán resultados números e hipótesis para afirmar o negar un resultado. Durante la visita a campo se contó con una estación total con la cual se hizo el levantamiento topográfico así mismo se utilizó el Software AutoCAD 2016 con el civil CAD que es una herramienta de trabajo para dibujos , para poder analizar los datos y poder determinar un perfil topográfico del terreno .Respecto a los resultados para el análisis de los respectivos empujes de tierra se izó uso de la teoría de Rankine esto por las características del terreno en estudio que indico que se trataba de un suelo cohesivo friccionante ,los resultados de los estudios de mecánica de suelo se llevaron acabó en el laboratorio de la Universidad Don Vasco ,las posibles dimensiones del muro a diseñar se realizaron teniendo en cuenta el reglamento CFE. El diseño se realizó para un muro de gravedad de 5m de altura .una vez realizado el análisis por cada factor de seguridad se pudo obtener que el muro presente un factor de seguridad por volcamiento de ($FS_v=10.76$) la cual es mayor al 1.5 de factor mínimo que se requiere para considerar al muro estable ; como factor de seguridad de deslizamiento se obtuvo un factor de :($FS_d=4.47$) la cual es mayor que el 1.5 del

FSd requerido y la comprobación de falla por capacidad de carga indico que el muro ejerce una máxima presión de 9.87 Tn/m² siendo menor a la capacidad máxima admisible del terreno que es 11.95 Tn/m² lo cual es óptimo para el diseño del muro .finalmente se concluye indicando que las decisiones y datos tomados para el análisis del presente proyecto fueron los correctos puesto que se cumplió con el objetivo general y los objetivos particulares lo cual era realizar un diseño de una estructura de contención para estabilizar un talud del terreno para que sea óptimo para la casa habitación. También podemos indicar que de los diferentes tipos de muros de contención que existe se optó por el diseño del muro de mampostería por las condiciones del terreno puesto que la altura del muro no era mayor a 5m. Respecto a las teorías en el análisis y determinación de los empujes del terreno, debido a que el suelo es un suelo que tiene cohesión se utilizó la teoría de Rankine.

Ávila P. (2014). En su tesis para optar el grado de Titulo, titulada *“DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERÍA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DON VASCO”*. De la Universidad Nacional Autónoma de México. Tiene como objetivo general, Diseñar una estructura de contención de tierra que logre estabilizar un talud en un terreno dado, asegurándose que sea la adecuada para dicho terreno tomando en cuenta sus características, y justificar el diseño. Como metodología de análisis se estará haciendo uso del método cuantitativo, el enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Esta investigación es considerada como descriptiva dichos estudios tienden a recolectar o medir información sobre las variables, como diseño empleados una investigación no experimental por lo que se estará observado situaciones ya existentes que no son provocadas intencionalmente. Se realizó una visita a campo para poder tomar muestras y poder determinar el tipo de suelo también se llevó acabó un levantamiento topográfico, para el análisis de los empujes de tierras se dio mano de la teoría de Rankine pues es la que mejor se asemeja a las características del terreno. Con relación a los resultados después de un levantamiento topográfico y un análisis de suelos se procedió a realizar el dimensionamiento del muro de gravedad para una altura de 3.5m por 1m de ancho de muro para lo cual se tomó como base al reglamento “CFE” para tomar dimensiones del muro. Al realizar el diseño previo se obtuvo como resultados de

factores de seguridad los siguientes datos: para el factor de seguridad por vuelco se obtuvo ($FS_v = 4.06$) la cual es mayor al 1.5 del FS que mínimamente se requiere ; el factor de seguridad por deslizamiento se obtuvo ($FS_d = 1.407$) lo cual es menor al 1.5 del factor mínimo de deslizamiento pero el autor considero que era muy poco probable que se diera este tipo de falla y para una falla por capacidad de carga se obtuvieron un esfuerzo máximo del muro sobre el suelo de 4.21 Ton/m² siendo este valor menor al 15.27 ton/m² que se obtuvo del análisis de mecánica de suelos por lo que todo los factores de seguridad están cumpliendo y el muro está bien diseñado y cumple con los factores de seguridad requerido. Finalmente se concluye diciendo que se optó por el diseño de un muro de gravedad de piedra caliza de la gran variedad de muros de contención que existe y se mencionaron en el marco teórico. Se diseñó tomando en cuenta todo lo anterior indicado para un muro de mampostería el cual, a través de la revisión de los cálculos presentados, se sabe que es el adecuado para el terreno en donde se está realizando la construcción del muro. Por lo que se cumplen todos los objetivos planteados para este trabajo de manera adecuada.

Fontanese, M. (2010). En su tesis para optar el grado de master de ciencia, titulada “*A STABILITY ANALYSIS OF THE RETAINING WALLS OF MACHU PICCHU*”. De la University of Pittsburgh de los estados Unidos. Indica que el objetivo de esta tesis es investigar los factores que han ayudado a los muros de contención de MachuPicchu a resistir durante tantos siglos y explicar algunos de los mecanismos que pueden influir en su estabilidad a largo plazo, tales como: características fractales; formación de cadenas de fuerza; características de drenaje; y durabilidad de los materiales de construcción. La presente investigación básicamente se enfoca en realizar una comparación de los muros incas, paredes y técnicas modernas de construcción, un análisis de estabilidad general de los muros incas con las normas modernas, análisis fractal realizando uso de fotografías digitalizadas y clavijas de madera en un aparato de corte directo para simular las paredes en el laboratorio. Como metodología de análisis el presente estudio se basó en un análisis fractal el cual consiste en el análisis de cada bloqué de piedra que en grupo generan los muros de contención que se encuentran en MachuPicchu estos muros son muros de gravedad cuyas paredes están conformadas desde piedras muy grandes a

pedras muy pequeñas ,para evitar deslizamientos o vuelcos por presencias de presiones hidrostáticas los muros de Machu Picchu estaban llenadas de pedacitos de piedras detrás del muro para hacer las veces de un filtro y permitir el paso del agua sin problemas y de esta manera generar una estabilidad a largo plazo ,para en análisis del empuje de tierras se consideró la teoría de Rankine. Estos muros de contención fueron construidos por bloques de granito la cual es una roca ígnea dura, El modelo utilizado para la evaluación de la estabilidad se enfoca en información obtenida de recursos públicos y datos asumidos puesto que es muy difícil realizar cualquier tipo de excavación en MachuPicchu. Como resultados se obtuvo la dimensión fractal de la rugosidad para las cinco paredes examinadas en este estudio varió de 0.965 a 1.07. La dimensión de rugosidad fractal promedio para las paredes es 0.995. El rango de rugosidad de los muros indica que las piedras que componen el Muro 3 son las más lisas, mientras que las que componen el M1 son las más ásperas. M 2, M 3, M4 y M5 parecen tener una dimensión de rugosidad menor que uno según los resultados del análisis de regresión de mínimos cuadrados. Se puede concluir de la presente investigación indicando los siguientes puntos: La combinación del concepto de fractales con el diseño moderno de muros modulares podría conducir a muros de contención más estables y de mayor duración ,los muros de contención en Machu Picchu están bien construidos y han perdurado prácticamente sin mantenimiento desde que la ciudad fue abandonada hace siglos , Las paredes modulares de bloques de granito por gravedad se construyeron sobre cimientos preparados adecuadamente y exhiben factores de seguridad adecuados contra deslizamientos y vuelcos, generalmente comparables a los requeridos por los ingenieros de hoy. Menos contactos entre piedras adyacentes limitarían la transmisión de cargas entre las piedras vecinas, disminuyendo efectivamente la estabilidad de las paredes. Quizás los ingenieros incas, a través de sus experiencias en otras áreas de su imperio, observaron estos principios en el trabajo (a través de prueba y error) y construyeron intencionalmente los muros con una distribución fractal y factores de seguridad adecuados. El concepto de los fractales se puede aplicar a los muros de contención de Machupicchu y varios aspectos de la ingeniería geotécnica, incluyendo la trituración de materiales granulares y análisis de distribución de tamaño de grano.

Yulindasari N. (2015), en su artículo científico titulada "*Effect of Area Development on the Stability of Cuted Slopes*" de la facultad de ingeniería de la universidad de Sriwijaya Indralaya, Sumatra del sur- Indonesia .En la cual indica como como fin principal realizar un estudio del efecto de estabilidad de pendientes de áreas cortadas en la cual presenta como metodología de análisis el método del equilibrio limite (LEM). El colapso o derrumbe de un talud o pendiente es el desastre más común que se presentan en diferentes países, especialmente cuando las pendientes se cortan ampliamente para dar paso a la construcción de un proyecto ingenieril o zona de desarrollo. Por lo general mayoría de las fallas de las pendientes artificial se dan a causa de errores de diseño que incluyen diseño geométrico, es decir inclinación de la pendiente, altura de la pendiente e incapacidad para estimar la capacidad portante y resistencia del suelo. Durante el trabajo de excavación de pendientes naturales, la cara de la pendiente puede deformarse y reducir la resistencia al corte, y esto puede conducir al fracaso de una pendiente. El movimiento puede continuar si no se implementaron trabajos correctivos en la pendiente de corte. Generalmente la pendiente de corte se diseña en base al método del equilibrio Limite (LEM) en el que se determina la estabilidad teniendo como referencias los datos de los estudios previos y resultados de laboratorio. El método analiza el suelo como un material plástico rígido en el que se asume que el suelo no se deforma mientras el estrés de conducción sea menor que la resistencia del suelo. Este método no considera la modificación en el soporte del suelo cuando el suelo se deforma mientras se da la excavación o mucho tiempo después de su formación. Realmente la resistencia del suelo es el valor determinante para la estabilidad de un talud, el gran problema del uso del uso del método de equilibrio límite (LEM) implica que la falla ocurre en una superficie de falla prescrita. Para el LEM, la estabilidad de las pendientes en el suelo se define como la relación entre la resistencia al corte disponible a través de una larga superficie de falla potencial y el esfuerzo cortante en la superficie. Por lo tanto, un FS puede definirse mediante una relación del soporte al corte disponible, al esfuerzo de corte disponible. El resultado indica que la estabilidad de la pendiente disminuye a causa de la excavación de la pendiente y su estabilización debe realizar para limitar una reducción al corte. El análisis usado por Bishop es simple y generalmente es usado para analizar la pendiente existente donde no existe

ninguna indicación de falo incipiente el cual se analiza una superficie de falla circular. Por otro lado, para Morgenstern Price la superficie de falla podría predecirse realizando la evaluación de la pendiente. En conclusión, el presente artículo indica el efecto que genera el corte en la estabilidad de un talud, su cambio con respecto a su ángulo de inclinación, la modificación en la resistencia de la cara de la pendiente cortada inducidas por el deslizamiento de la cara de la pendiente. Elegir adecuadamente los detalles de resistencia al corte en el (LEM) es muy indispensable para predecir la estabilidad de una pendiente de corte más aun cuando se tiene un factor de seguridad bajo. La colocación de aparatos e instrumentos es útil para realizar el monitoreo, los desplazamientos de un terreno inclinado cortado por lo que la falla puede darse en cualquier momento. Durante la selección del método de estabilización de taludes debe considerar problemas que se pudieran dar debido a actividades o tareas de excavación En este estudio, la combinación de muro de contención en la puntera y aplicación de hormigón proyectado en la cara de la pendiente se considera adecuado para limitar el movimiento en la cara de la pendiente. La presencia de estructuras de contención aumenta el FS de 1.51 a 2.30 para el ángulo de inclinación de 55° y de 1.28 a 2.08 para el ángulo de inclinación de 70° .

Talatahari S. (2012). En un artículo de investigación titulada “*Optimum Design of Gravity Retaining Walls Using Charged System Search Algorithm*” de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Tabriz, Irán. Indica como fin principal la implementación y diseños óptimos de muros de contención más conocidos como pueden ser muros de mampostería de piedra, hormigón en masa, o de hormigón armado, enfocándose básicamente en estructuras de gravedad en la cual indica que el costo de materiales es algo determinante en la ejecución y diseño de una estructura de contención, es por ello que una reducción al mínimo del peso o el volumen de los muros puede reducir el costo. Generalmente cuando se diseña un producto el profesional responsable busca la mejor solución al problema, pero común mente este proceso se realiza manualmente el cual implica mucha inversión de tiempo y no permite explorar a fondo el espacio de soluciones para encontrará el diseño óptimo. Los ingenieros más experimentados pueden ser capaces de llegar a soluciones en respuesta estructural, el costo, la estética, y la fabricación, pero muy raras veces al diseño óptimo. El presente artículo científico como metodología

de estudio propone un método basado en un nuevo algoritmo meta heurístico. El algoritmo está inspirado en las leyes de Coulomb y de Gauss de la electrostática en la física, la cual tiene el nombre de “búsqueda del sistema de carga “CSS”. En la que uno puede evaluar la eficiencia de este algoritmo usando o realizando una comparación de los resultados por otros métodos que indiquen un buen rendimiento del “CSS”, por lo que para determinar el enfoque pseudo estáticos en este artículo se usaran el Método Mononobe Okabe. Un tipo de métodos de optimización se conoce como algoritmos meta heurístico, la cual tiene como característica principal realizar una búsqueda global debido a su capacidad de explorar y hallar un momento asequible, estos algoritmos funcionan bien en la mayoría de problemas de optimización. Como un nuevo enfoque meta heurístico, el presente artículo utiliza el algoritmo de búsqueda del sistema cargado CSS para el diseño óptimos de muros de gravedad sometidos a cargas sísmicas. La cual se basa en las leyes de Coulomb y de Gauss, de la física y eléctrica de las leyes que determinan el movimiento de la mecánica newtoniana. En conclusión, Determinar el peso óptimo y estudio de sensibilidad de muros de contención de gravedad sometidas a carga sísmica se presenta en detalle, utilizando el algoritmo de CSS. Este algoritmo tiene tres niveles: inicialización, búsqueda, y controlando el criterio de terminación; en el primer nivel se define la fijación de los CPs y sus velocidades, el segundo nivel es la búsqueda donde cada CP se mueve teniendo en cuenta la función de probabilidad y en El último nivel consiste en controlar la terminación. Comparando los resultados de los diseños de muros de contención obtenidos por otros algoritmos meta-heurística como el PSO y el BB-BC muestra un buen equilibrio entre las capacidades de exploración y explotación de la CSS; por lo tanto, su rendimiento superior se hace evidente.

Respecto al suelo: Generalmente denominamos suelo a la parte de tierra que se encuentra en la superficie terrestre, conformada común mente por restos de rocas surgidas como consecuencia de diferentes procesos naturales como la erosión, meteorización, alteraciones físicas y químicas. También se encuentra conformada de material orgánico producto del desarrollo biológico que se presenta en esta zona de la corteza terrestre.

Según Juárez E. y Rico A. considera al suelo: “Como todo material que contenga partículas de tierra y piedra, como por ejemplo un relleno formado de desperdicios,

areniscas parcialmente cementadas o Lutitas suaves, a lo mencionado se excluyen las rocas en buen estado, ígneas o metamórficas" (2005, p.34).

Principales tipos de suelos: El suelo se encuentra dividido en dos grupos: suelos orgánicos y suelos que su origen se ha dado respecto a su descomposición física y química de las rocas o en otras palabras suelos inorgánicos. Dentro de los suelos inorgánicos si el resultado del intemperismo se lleva a cabo en el mismo sitio donde se encuentra ubicada la roca esto da origen a que se forme un suelo residual, pero si no permanece en el sitio donde ha sufrido el intemperismo se llama suelos transportados. En los suelos más conocidos tenemos: ver figura 2.

Las arenas: son partículas de granos finos generalmente son el resultado del desprendimiento de las rocas generadas por un agente externo, las partículas de las arenas varían de 2 mm a 0.05mm en su diámetro. Las partículas de gravas y arena normalmente se encuentran juntas en un mismo lugar. La característica más marcada de las arenas es que no son plásticas y no se contraen al secarse. Por otro lado, las arenas que se extraen de los ríos muy a menudo presentan una gran cantidad de grava y arcilla.

Las Gravas: Vienen a ser almacenamientos o depósitos sueltos de fragmentos de rocas en donde sus partículas presentan unas dimensiones mayores a los 2 milímetros de diámetro. Estas pueden encontrarse o producirse de manera artificial y natural, cuando nos referimos a una manera artificial es porque estos fragmentos de rocas han sido originados por procesos físicos y mecánicos hechos por el ser humano obteniendo como producto a lo que se le atribuye el nombre de piedra chancada, y si hablamos de acuerdo a su formación natural esto resulta de procesos naturales los cuales reciben el nombre de canto rodado, que no es otra cosa más que el acarreo de piedras a través del río contribuyendo de esa manera a que este proceso les genera un desgaste en sus aristas a los fragmentos de rocas y les da una forma redondeada.

Las arcillas: son un tipo de roca sedimentaria descompuestas, conformada por agregados de silicatos de aluminio cuyas partículas sólidas presentan un diámetro menor al 0.002 mm y con relación a su masa esta posee la propiedad de transformarse plástica al ser mezclada con el agua, Las arcillas generalmente

presentan unas estructuras cristalinas y difíciles y cuyos átomos están dispuestos en forma laminar. Estos materiales presentan como característica principal el ser plásticas y presentar una cohesión bien marcada, se contraen al secarse, la cohesión en este material se determinará de acuerdo a cuanta humedad presenta una determinada porción de suelo.

Los limos: Por lo general los suelos limosos presentan unas partículas muy finas con poca o cero plasticidades, como limo inorgánico podemos mencionar a los que se produce en las canteras, o limo orgánico los cuales se encuentran en los ríos. Las partículas de limo se encuentran contenidas en diámetros que varían de 0.05 mm a 0.002 mm. Los suelos limosos a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar. Por la ligereza del peso que presentan sus partículas los limos son fácilmente acarreados por el viento y corrientes de aguas, estas al chocar con la superficie o algún elemento cada vez se hacen más pequeños. Los suelos limosos son buenos para la práctica de la agricultura.

Suelos cohesivos y no cohesivos: La cualidad más notoria que se puede apreciar en los suelos y que realiza una marcada diferencia entre los diferentes tipos de suelos que existe viene a ser la cohesión; Como causa de ello los suelos se pueden clasificar en “suelos cohesivos” y “suelos no cohesivos”. En el suelo cohesivo se ve la presencia de partículas pequeñas y bastante arcilla para permanecer unida , este tipo de suelos tienen la propiedad de atraerse intermolecularmente un ejemplo de suelo cohesivo son los suelos arcillosos. A diferencia de los suelos no cohesivos los cuales se encuentran formados por lo general de partículas de arenas o gravas los cuales no presentan una característica de mantenerse unida sino por lo contrario siempre se encuentran separadas o sueltas.

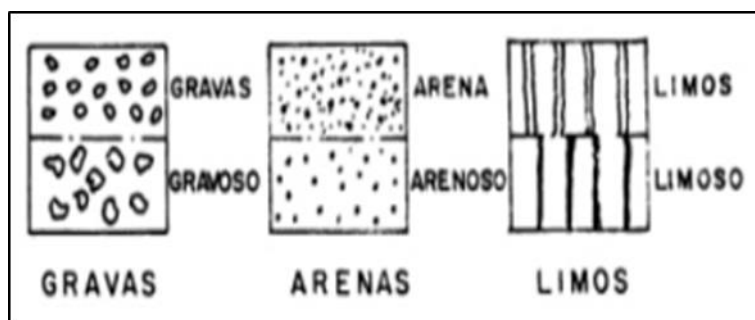


Figura 2. Estructuras de suelos

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo ,2004)

Las propiedades físicas de los suelos: estas propiedades nos van a poder permitir la identificación y clasificación dentro de las abundantes posibilidades de suelos que existen en la naturaleza. Las siguientes propiedades van a depender de aspectos como el posicionamiento geográfico del suelo, la profundidad y espesor del estrato.

Dentro de las propiedades físicas de un suelo vamos a encontrar los siguientes datos muy importantes a conocer:

El peso volumétrico (Y): Esta propiedad viene a ser el peso de un determinado suelo contenida en la unidad de volumen kg/cm^3 , se conoce también como peso unitario o como peso específico de masa.

La densidad: viene a ser peso que presenta un determinado material. se sabe que como todo cuerpo el suelo va a presentar dos tipos de densidades: las cuales son aparente y real. Ver tabla 1.

La densidad real: Esta densidad no es otra cosa más que la densidad media de las partículas sólidas de un suelo.

La densidad aparente: No es otra cosa más que el peso del suelo por unidad de volumen incluido sus espacios porosos. La granulometría se encarga del estudio de la selección de las diferentes partículas que son parte de un suelo a través de una serie de tamices la cual se le conoce como el tamizado, ver tabla 1.

Tabla 1. Suelos y sus densidades

Tipo de suelo	Densidad de solidos
Grava	2.65
Arena media a gruesa	2.65
Arena fina limosa	2.65
Loes , polvos de roca y limo arenoso	2.67
Arcilla arcillosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67-2.70
Limo arcilloso	2.68
Arena-limo –arcilla	2.69
Limo arcilla	2.71
Arcilla arenosa	2.70
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72-2.80
Limo con materia orgánica	2.30
Arcilla aluvial orgánica	2.13-2.60
Turba	1.50-2.15

Fuente: Mecanica de suelos y cimentaciones (Crespo ,2004).

La porosidad: Se puede expresar como la cantidad en porcentajes del volumen de un suelo invadido por poros. Para considerar un suelo bueno este debe presentar un 50% de porosidad, de los cuales 2/3 serán poros medianos y 1/3 poros grandes.

La estructura: Básicamente es la división y orden de las secciones de un cuerpo, se distinguen tres patrones de estructuras: granular, apanalada y flocuenta.

Estructura Granular: Es típica en suelos gravosos y arenosos.

Estructura apanalada: Es común en suelos con características limosas.

Estructura Frecuenta: Son partículas muy finas de arcilla, ver figura 3.

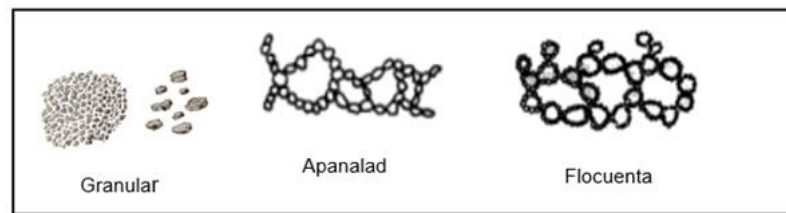


Figura 3. Estructuras de tres tipos de suelos

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo ,2004)

Tabla 2. Clasificación de los suelos

Tipo de suelo	BRITANICO Ø (mm)	AASHTO Ø (mm)	ASTM Ø (mm)	SUCS Ø (mm)
Grava	60 - 2	75 - 2	>2	75 - 4.75
Arena	2-0.06	2-0.05	2-0.075	4.75-0.075
Limo	0.06-0.002	0.05-0.002	0.075-0.005	<0.075 finos
Arcilla	<0.002	<0.002	<0.005	

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (Crespo ,2004).

Las propiedades mecánicas del suelo: Buscan como objetivo principal determinar el desempeño del suelo frente a la aplicación de cargas externas. Cuyo análisis puede evaluarse a través de varios métodos que a continuación se indican:

La capacidad portante: Es la facultad que presenta un determinado terreno para resistir cargas externas generadas sobre él, es la presión máxima que se genera entre una cimentación y el terreno esto antes de que genere un fallo por cortante del suelo o un hundimiento diferencial excesivo.

La resistencia al corte: El análisis de la resistencia al corte de un determinado terreno nos va a servir para poder determinar o definir la estabilidad de una pendiente, la facultad de carga que presenta un suelo y el empuje del suelo así un

muro de contención. Por lo que determinar correctamente la resistencia al corte es algo imprescindible para realizar el estudio respectivo de estabilidad del suelo en obras de ingeniería.

Características de rotura: la característica de rotura se basa en determinar a través de muestras o directamente el momento en que los corrimientos, ya apreciables, generados por agentes externos, crecen sin que a estos se les aumente las cargas. Para poder determinar ello podemos realizar el uso de ensayos de corte o ensayos de compresión.

La permeabilidad del suelo: Se refiere a la cualidad de un suelo para admitir el paso de un flujo de agua y aire por medio de su masa. Los suelos mas permeables son los suelos gravosos los cuales presentan una permeabilidad rápida y los suelos menos permeables son los que tienen una permeabilidad lenta un ejemplo de ellos son los suelos arcillosos.

Definición de estabilidad: La estabilidad es la capacidad que tienen los elementos estructurales y no estructurales para soportar las actividades sin llegar a voltearse o derrumbarse. Las estructuras que presentan volcamientos o caídas al ser aplicadas pequeñas cargas se consideran inestables. La estabilidad dependerá mucho de la forma que presente la estructura, la distribución de los pesos que se ejercen sobre ella y sus apoyos.

Para definir estabilidad Valladares señala que:

Se comprende por estabilidad a la firmeza de un determinado volumen de terreno contra el corte o movimiento. En primer lugar, es ineludible definir los principios de estabilidad en taludes, comprendiéndose a esto a algo tan sencillo como indicar en un determinado momento que inclinación sería mas favorable en un corte o en un terraplén. Común mente la mas conveniente es la más escarpada que se sostenga en el periodo necesario sin derrumbarse. (2015, pag.4).

Por lo que la investigación de una estabilidad de taludes se realiza con el fin de evaluar las posibles fallas que puedan presentarse en el talud a causa del deslizamiento de la masa del suelo que lo constituye muchas veces provocados por agentes externos al mismo suelo. La estabilidad de un talud en general también depende del material de tipo de suelo o roca por el que está formado. Es muy importante tener bien en claro la estabilidad de un talud ya que existen eventos

catastróficos por deslizamientos de taludes que han tapado pueblos enteros, los volúmenes de los deslizamientos son en grandes magnitudes por lo que queda lejos del control humano, pero si se diera una detección a tiempo de una falla esto puede definir un punto de quiebre entre la vida y la muerte.

Taludes: se considera como talud a una determinada inclinación de un terreno natural o artificial con respecto a la horizontal.

Para Valladares P. indica que:

Cuando la formación de un talud se presenta de una manera natural, o en otras palabras sin la participación del hombre en su formación, recibe el nombre de ladera. Pero si para la formación de un talud intervino la mano del hombre este se denomina cortes o taludes, de acuerdo al origen de su formación. Cuando se hace un corte, se está realizando una excavación la cual da paso a la formación de un terreno natural al cual se le conoce como desmonte, donde los taludes artificiales vendrían a ser los lados con inclinación del terraplén. (2015, pag.3).

Según Suarez J. Indica que:

Un talud es un enorme volumen de tierra las cuales no tienen unas características planas sino más bien cuenta con un desnivel considerable en su altitud. En la literatura se denomina o conoce como un talud a aquella formación o conformación de tierra que se dio de una forma artificial o en otras palabras el hombre intervino y laderas es considerado aquellas elevaciones formadas naturalmente por el mismo paso del tiempo o que han tenido un proceso de estabilización de manera natural sin la intervención del hombre (1998, p.1).

Tipos de taludes : los taludes por su formación se pueden dividir en dos grupos los cuales son taludes naturales y taludes artificiales.

Taludes naturales : Se denominan taludes naturales aquellas laderas que se originan o forman naturalmente con el paso del tiempo y las diversas condiciones climáticas a las cuales han sido sometidos durante todo el tiempo de su formación. En este grupo de taludes podemos encontrar dos tipos de formaciones por erosión y acumulación. La formación de taludes por erosión se da a causa del desgaste de la superficie del suelo, ya sea por una erosión hídrica, erosión hídrica, erosión gravitatoria etc. Generándose de esa manera la formación de lomas y balles, ver figura 4.

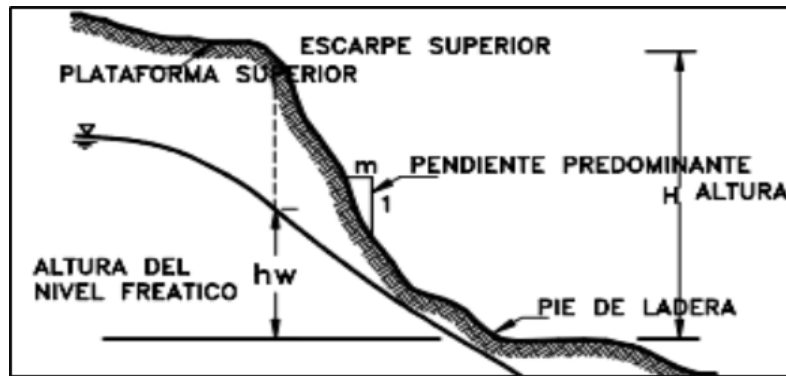


Figura 4. Ladera natural

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales(Suárez,1998).

Pacheco A. indica que :

La erosión por la actividad del hombre incluye todo tipo de actividad que colabore al incremento de la velocidad del agua sobre la superficie del talud, generalmente este aumento de velocidad de las aguas se presentan en taludes sin resguardo o oproteccion . Estas actividades se presentan a causa de la tala indiscriminada de arboles , la extraccion de algunas vegetaciones que esten ayudando a fijar el suelo y contribuyendo a su estabilidad .(2006, P.22)

En el proceso de formacion de los taludes por acumulación podemos observar las laderas que vienen a ser pendientes formadas de una manera natural por efectos de agentes climaticos como el viento y las lluvias.

Taludes artificiales: Se le denomina taludes artificiales a aquellos cortes, excavaciones, construcción de terraplenes o pendientes que durante su proceso de formación tubo la intervencion necerariamente del hombre el cual mediante procesos fisicos altero su estado natual genernado de esta manera la aparicion de latudes artificiales, ver figura 5.

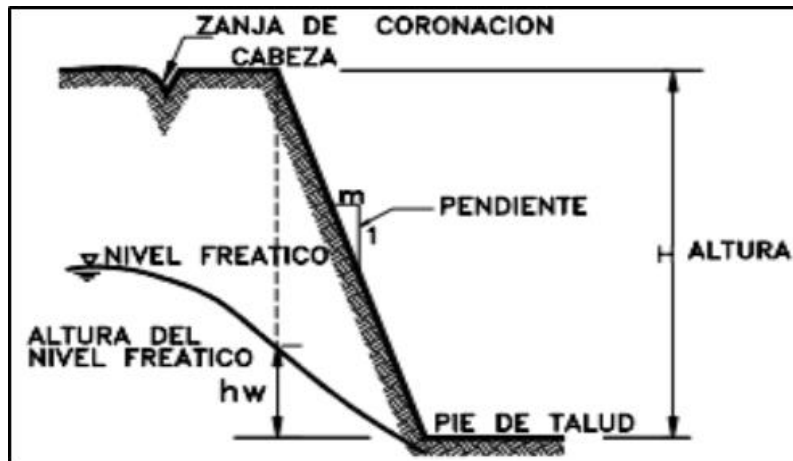


Figura 5. Talud artificial (corte o Relleno)

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales(Suárez,1998)

Partes de un talud: Generalmente como partes principales de un talud podemos encontrar : la corona , el pie , el talud, el cuerpo, el ángulo del talud y el hombro , que en la siguiente imagen se puede apreciar su ubicación , ver figura 6.

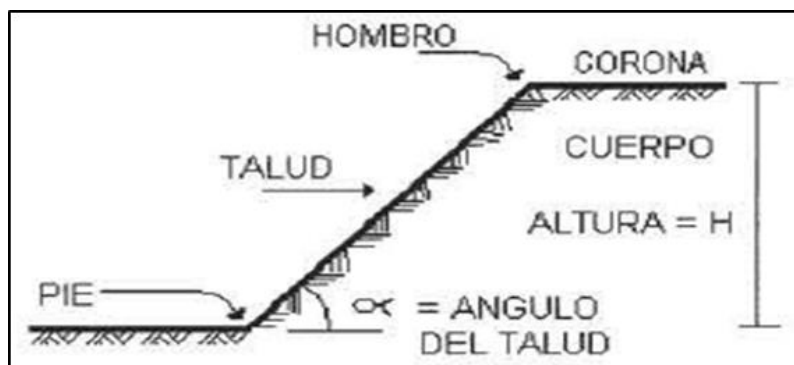


Figura 6. Partes de un talud

Fuente: libró de Gotecnia Chavez (2006).

Otro tipo de clasificación de los taludes: La presente tabla indica la clasificación de taludes teniendo en cuenta distintos factores y características que en grupo definen su estabilidad, ver tabla 3.

Tabla 3. Clasificación de taludes

DESCRIPCIÓN	OBSERVACIÓN
POR SU ALTURA	Bajos (0 a 5 m)
	Mediano (5 a 20 m)
	Altos (> a 20 m)
POR SU PENDIENTE	Suave (< a 20°)
	Regular (5° a 20°)
	Pronunciada (> a 20°)
POR SU FORMA DE FALLA	De base profunda
	De pie de talud
	En la cara del talud
MECANISMO DE FALLA	Rápida
	Desprendimiento
	Volcamiento
	Influencia de infiltración de flujo
	Deslizamiento

Fuente : Evaluación de la estabilidad de talud colapsado en viabilidad principal de Tirima, mediante el uso de elementos Terramesh System y productos Geosintéticos (Aguilar ,2005).

Muros de contención: Se define como muros de contención a toda estructura que realice un efecto estabilizador sobre el suelo. La característica principal de los muros de contención es la de dar estabilidad a una determinada porción de terreno este puede ser natural o terreno artificial. El cuerpo de un muro trabaja principalmente a flexión y las presiones generadas por su propio peso.

Para Barros J. define que:

Los muros de contención son obras de sostenimiento de tierras en lo global los cuales son diseñados para trabajar en la intemperie en donde las precipitaciones se filtran a través de la tierra y el muro pasa a sostener empujes generados por la tierra. Los muros Específicamente pueden ser usados como soportes de contención de granos, agua etc. Los usos de muros de contención son muy frecuentes en todo tipo de obra de construcción, como es la construcción de un foso para automóviles en un taller mecánico de carros, viniendo a soportar cargas estáticas y dinámicas generado por el paso de los autos y otras cargas sobre el empuje propio del suelo. (1980,p.10).

Según Braja M. señala que:

Para diseñar estructuras de contención correctamente el profesional responsable tiene que asumir unas que otras medidas del muro, a esto se le conoce como dosificación, si al realizar los controles de estabilidad el muro no cumple con lo requerido se puede cambiar las dimensiones y volver a verificar la estabilidad del muro .Generalmente en la mayoría de los muros la parte superior del espolón del muro tiene que tener un ancho aproximado a 0.3m como mínimo para realizar una adecuada colocación del concreto y para la parte inferior de la base se debe considerar 0.6m como mínimo. (2013, p.420).

Para realizar la elección de una adecuada estructura de contención dependerá básicamente de ciertos puntos de vista como son: el aspecto económico y el aspecto técnico, respecto al aspecto económico se debe tener en cuenta los materiales accesibles al terreno, cantidades y costos de los mismos. Por el lado técnico tenemos que tener en cuenta el análisis de dimensiones y estabilidad. Todo esto deberá ser evaluado por un profesional responsable para que se elija la mejora alternativa de muro de contención y esta responda correctamente a las sollicitaciones de cargas y empujes.

Tipos de muros de contención: Según Arrollo Z. y Capuñay S. indican que : “Desde el punto de vista del trabajo o requerimientos que desempeñan las estructuras de contención lo podemos dividir en 3 conjuntos”(2016,p.37) . Los cuales son los siguientes: ver figura 7.

- Muros de sostenimiento
- Muros de contención
- Muros de revestimiento

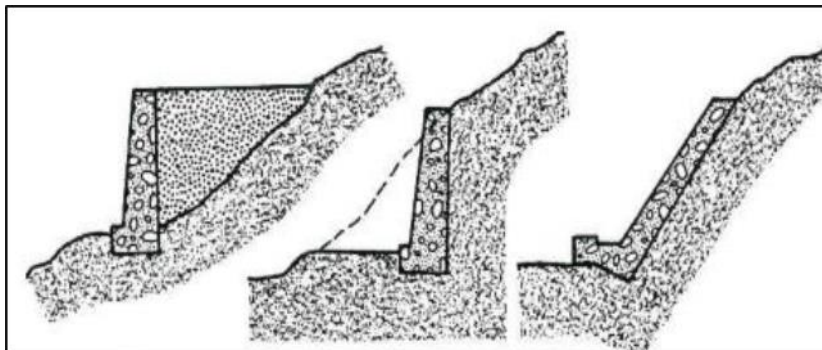


Figura 7. Modelos de muros de contención según los requerimientos que cumplen
Fuente: Geotecnia y Cimientos II (Jiménez, 1981).

Muros de Sostenimiento: El primer muro de la figura 12, es considerado un muro de sostenimiento por lo que durante su proceso constructivo este va a quedar separado de la pendiente del talud a estabilizar, para que luego estos espacios vacíos pasen a ser rellenos con material que ha sido escogido por el profesional responsable del proyecto.

Muros de contención: Las estructuras de contención son aquellos muros los cuales son colocados directamente sobre la pendiente natural de un talud natural o artificial sin considerar grandes volúmenes de rellenos en su trasdós del muro.

Muros de revestimiento: Las estructuras de revestimientos son obras que son construidas con el fin de cubrir y proteger un talud natural de acciones climáticas y meteorológicas como erosión, meteorización etc. Se caracterizan por ser elementos de un espesor delgado y por lo general no son muy usados.

Muros de gravedad: las estructuras de contención de gravedad son muros de una gran masa los cuales adquieren su sostén gracias a la acción de su mismo peso y de todo tipo de material que se encuentre sobre el apoyando a su estabilidad, resistiendo de esa manera el empuje del terreno. Este tipo de estructuras son de tamaños considerables las cuales hacen que estas no lleven acero de refuerzo.

Según Arrollo Z. y Capuñay S. señalan que: “El muros de gravedad es una estructura de contención limitada para funcionar correctamente a gran altura más aún si son construidas en suelos arcillosos” (2016, p 81).

Según Braja M. indica que:

Un ingeniero tiene que realizar varias suposiciones prácticas para el análisis de un muro de gravedad. Respecto al análisis de empujes activos se puede dar mano de las teoría de Rankine o Coulomb .Si se trabaja con la condición activa de Rankine para el análisis de su estabilidad se tiene que considerar estas tres fuerzas las cuales son: Presión activa de Rankine , la carga del terreno el cual se encuentra por encima del talón y la carga de concreto ,el diseñador tiene que tener en cuenta si utiliza la teoría de coulomb para el análisis las únicas fuerzas que el diseñador tiene que tener en cuenta son la presión activa de coulomb y el peso del concreto.(2013,p 221).

Un muro de gravedad se puede construir de mampostería, concreto ciclópeo, rocas y gaviones. Las medidas que se puedan seleccionar tentativamente se basan en la experiencia. Para Morales R. indica que: “El proceso constructivo de esta estructura de contención viene a ser más barato en alturas de hasta 3m” (2016, p.115).

Según el Reglamento Nacional de edificaciones (RNE) indica que. “El concreto usado para la construcción de este tipo de muros es un concreto ciclópeo el cual presenta una resistencia a la compresión de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y la cantidad de piedra desplazadora no tiene que ser mayor al 30% del volumen total de concreto” (2019, p554). En otras palabras, el tamaño de la piedra que se utiliza para la construcción del muro no tiene que ser mayor a 25cm. Para Fratelli M. “Durante el proceso de análisis del muro se tiene que tener referenciado: El propio peso del muro, los empujes horizontales ejercido por el terreno y cargas por gravedad del peso del terreno sobre el muro”. (1993, p.478). En la siguiente figura 8 se indican las dimensiones y forma mas común de un muro de contención de gravedad.

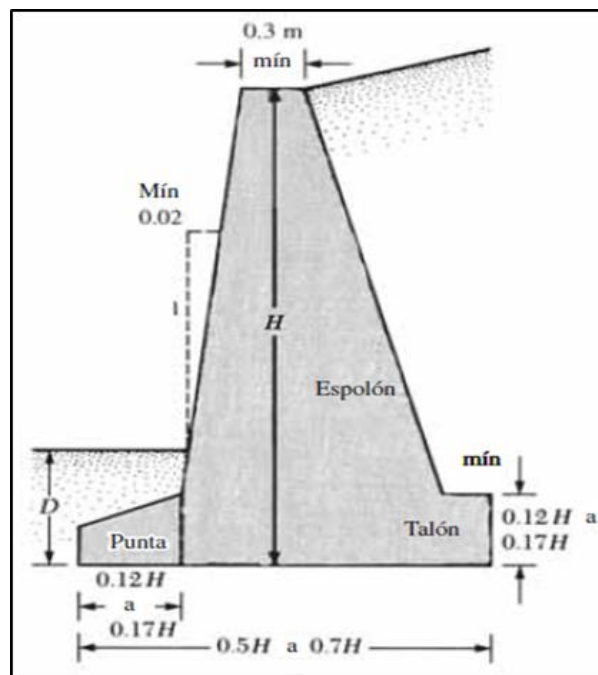


Figura 8. Dimensionamiento más común de un muro de gravedad
Fuente: Fundamento de ingeniería Geotecnia (Braja M. 2013)

Formas de muros de gravedad: Según Fratelli M. las formas que pueden optar los muros de gravedad son las siguientes, ver figura 9.

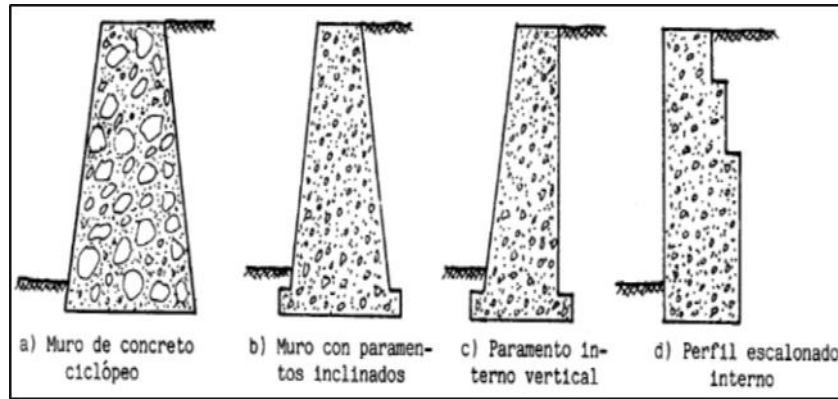


Figura 9. Formas posibles de estructuras de contención de gravedad.

Fuente: Suelos, Fundaciones y Muros (Fratelli M.1993).

En la tabla 4 se indica las ventajas y desventajas del muro de gravedad.

Tabla 4. Ventajas y desventajas de estructuras de contención de gravedad

VENTAJAS	
✓	Presentan una mayor durabilidad ante el azote de agentes climáticos.
✓	Son económicos para alturas de hasta 3m a 5m.
✓	Tiene un diseño sencillo del análisis de su estabilidad
✓	Tienen un comportamiento óptimo para manejar y controlar deslizamientos Pequeños.
✓	No van armados.
DESVENTAJAS	
✓	En su diseño no se considere para que trabaje a flexión.
✓	No resulta ser económico en muros altos mayores a 5m.
✓	No tiene la capacidad de estabilizar grandes deslizamientos, porque su trabajabilidad se basa en su propio peso.
✓	No se pueden construir en terrenos muy húmedos o arenosos de baja resistencia.

Fuente: Elaboración propia

La descripción general muros de gaviones es la siguiente:

Para Arrollo Z. y Capuñay S. señalan que:

Los gaviones son muros que presentan una trabajabilidad a gravedad y fricción estos muros están constituidos básicamente de todo material rocoso o similar. Los cuales son llenados en una caja o cesta hecha de alambre galvanizado, generalmente las medidas de estas cestas son de 2 m x 1m x 1m” (2016,p .41).

Según la Dra.Fratelli M. “El llenado de las cajas se realizan poniendo las piedras mas grandes perimetralmente luego los de tamaño más pequeño en el centro de la cesta, para evitar que estas se salgan”. (1993, p.501). La colocación del alambre sobre las cestas se realiza de manera doble o tripe, para que con eso reduzcamos el tamaño de la trama y así poder evitar que se salgan o rueden las piedras fuera de la cesta. El proceso de colocado de las cestas para dar paso a la formación del muro de gaviones se realiza apilando estas cajas una sobre otra hasta la altura requerida y como resultado a esta acción vamos a poder obtener un muro permeable al agua y flexible en forma de paralelepípedo. Los muros de Gaviones son usados generalmente para estabilizar tierras que se ubican en los bordes de los ríos, carreteras, canales u otras obras similares. Según la Dra.Fratelli M. indica que: “La altura de un muro de gavión no tiene que superar los 4m de altitud y el ancho de su cimiento no tiene que ser de menor tamaño con relación a su altura que presenta el muro” (1993, p.502).

Para el desarrollo de este tipo de muros no se utiliza un sistema complejo los análisis correspondientes a su pre dimensionamiento son similares al del muro de gravedad. La verificación adicional que se hace cuando uno construye este tipo de muros solo sería realizar la verificación del deslizamiento entre capas de gaviones. La altura para este tipo de muros de contención como son los gaviones no superan los 4m. Según Fratelli G. indica que: “El porcentaje de vacíos entre las piedras es del 15% al 22%y el coeficiente de fricción entre capas de gaviones se adopta $f = 0.4$ a 0.6 ” (1993, p.502).

Existen 3 tipos de gaviones el primero es gaviones colchonetas:

Para Arrollo Z. y Capuñay S: “Los gaviones colchonetas son estructuras o unidades de un ancho que varía de 2m a 4m con un largo de 3m y 6m y una altura de 0.15 m a 0.30 m” (2016, p 43). Las elaboraciones de este tipo de estructuras generalmente son para obras como: Protección de riveras de ríos, Protección costera y Protección de canalizaciones. El gavión colchoneta que es más comercial es el “RENO”. Perteneciendo estos a la compañía Maccaferri. Ver figura 10.

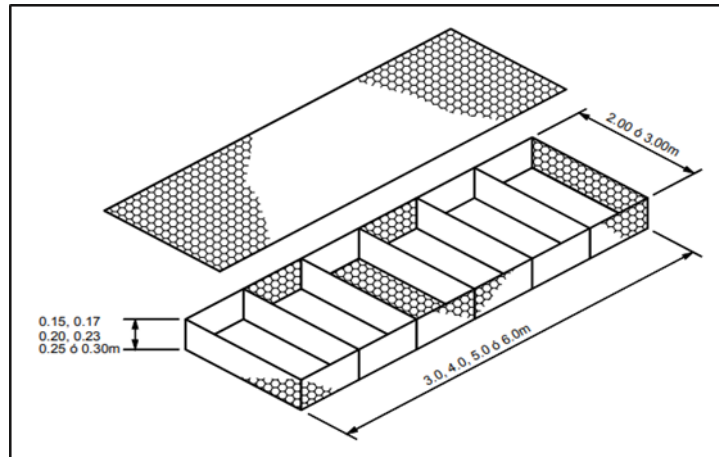


Figura 10. Gaviones colchoneta.

Fuente: Control de Erosión en Zonas Tropicales (Jaime Suarez Díaz, 2000)

El segundo tipo de gavión serían los gaviones para muros:

Para Arrollo Z. y Capuñay S “Los gaviones para muros son módulos de gaviones las cuales por lo general presentan las siguientes medidas: A=1 m; H=0.40m; L=4m, elaborados para el levantamiento de muros” (2016,p.43) . Para el proceso de su construcción del cajón se hace uso de: ver figura 11

- Redes metálicas de triple torsión, en grosores de 11 a 13mm con tamaño de su trama de 8 x 10 a 10 x 12cm.
- Redes Metálicas electro soldadas, en grosores de 10 o 12mm como tamaño de ser su trama de 10 y 7.5cm

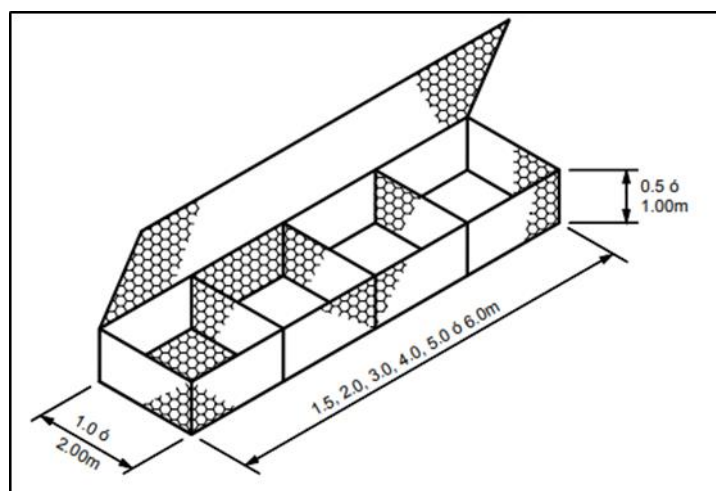


Figura 11. Gaviones normales.

Fuente: Control de Erosión en Zonas Tropicales (Suarez J, 2000).

La tercera clase de gaviones vendría hacer los gaviones cilíndricos:

Para Aviles M. señala que:

Los gaviones cilindro son estructuras compuestas básicamente por una sola malla metálica de forma hexagonal, los cuales presentan un cable específico en sus cantos libres, el cual se hace pasar intercaladamente por las tramas de la malla para que posteriormente pueda facilitar el montaje de la estructura en la obra. (2014, p.122.)

Los gaviones cilíndricos son llenados de piedras de diferentes diámetros los cuales son llevadas y colocadas en obras referidas a defensas rivereñas o similares. durante su proceso de armado se hace uso por lo general de mallas parecidas a la malla anteriormente indicada. A este tipo de gaviones también se le atribuye un nombre en particular por la forma que tiene el cual es gavión salchicha y tubulares, La trabajabilidad y flexión que presenta esta estructura es una de sus características fundamentales la cual hace que se adhiera y acomode bien a terrenos irregulares y cumplan su función. Los materiales de la malla se presentan en materiales de alambre galvanizados o puede ser de nylon. Por la forma en cómo se presentan estos tipos de gaviones son ideales en obras de defensa rivereñas o las profundidades del rio. No existe mucha información técnica confiable sobre este tipo de gaviones mas que las charlas que dan los propios fabricantes, todo ello basado a sus propias experiencias. Por las características mencionadas esta estructura de contención es ideal para obras de emergencia y difícil accesibilidad y también es una buena opción para ser instaladas en terrenos que tienen una poca capacidad portante. Ver figura12 y tabla 5.

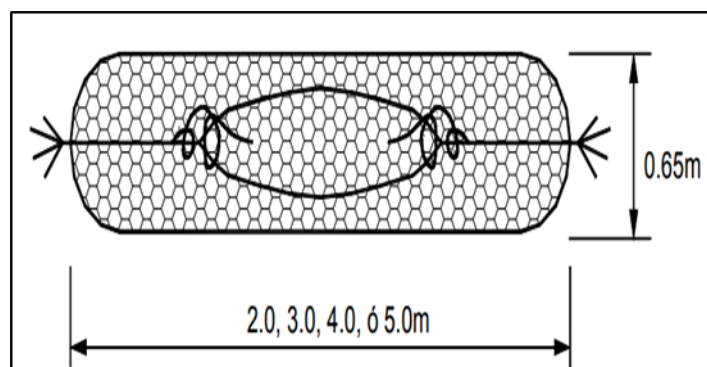


Figura 12. Gavión cilindro.

Fuente: mundogavion.blogspot.com.

Entre las ventajas y desventajas mas resaltantes de muros en Gaviones tenemos:ver tabla 5.

Tabla 5. *Ventajas y desventajas de los muros de gaviones*

VENTAJAS DEL USO DEL MUROS DE GAVIONES
❖ Puede ser colocada en terrenos inestables.
❖ Presentan buena resistencia a la rotura gracias a la flexibilidad de su malla de Alambre.
❖ Soportan el paso de corrientes de agua repetidas sin desintegrarse ni separarse.
❖ Presenta facilidad constructiva.
❖ Requiere poco o ningún mantenimiento.
❖ Genera una buena estética y relación con su medio ambiente.
❖ En comparación con los demás muros de construcción son mas económicos
❖ Resistente a las condiciones climáticas por usar mallas galvanizadas.
DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS DE GAVIONES
❖ Hay diferentes tipos de alambres si el galvanizado del alambre es pobre se Presentaran corrosiones con el pasar del tiempo.
❖ Alturas no mayor a los 4m.
❖ Ancho de la base no tiene que ser menor a la altura del muro
❖ A grandes alturas pueden ser anti económicas.

Fuente: Elaboración propia

El muro en voladizo: Son estructuras de contención armadas las cuales tienen como objetivo principal sostener el empuje de las tierras de un talud natural o artificial a través de la actividad de voladizo de un paño vertical empotrada sobre una loza plana este tipo de estructuras resiste por flexión.

Según Braja M. Señala que:

Respecto al diseño y análisis de una estructura de contención un ingeniero puede utilizar la teoría de Rankine con el fin de determinar la presión activa. Para el análisis de su estabilidad se tiene que tener en cuenta la fuerza activa de Rankine (P_a), el peso del terreno que se ubica encima del talón del muro y el peso del propio concreto del muro. (2013, p.421).

Según la Dc.Fratelli M. señala que: “Un muro en voladizo no tiene que superar los 7m de altura, si se da el caso que superen la medida indicada se le deben adicionar contra fuertes al diseño que alivianan las solicitaciones de flexión y fuste” (1993, p 483). En caso de que el muro supere la medida antes indicada se le debe adicionar al diseño contra fuertes para que de esa manera se pueda alivianar los esfuerzos de flexión y corte en los muros en voladizo. Existen diferentes formas de muros en voladizos la elección del muro adecuado a ejecutar dependerá mucho del profesional responsable, las condiciones del terreno y el presupuesto con el que se cuente para dicho proyecto.

Avilés M. señala que:

La forma más usual y más usada que hay respecto a los muros en voladizo son las que tienen forma de “T” invertida la cual trabaja correctamente a las solicitaciones del terreno consiguiendo su estabilidad gracias a lo amplio de la zapata, teniendo a favor de su estabilidad el relleno echado en la parte trasera del muro colaborando de esta manera a que no se produzca el vuelco del muro (2014, p.85).

Se tiene que tener en cuenta un sistema de drenaje para poder evacuar las posibles aguas que aparezcan lo cual nos generaría presiones hidrostáticas no deseables y afecten al muro. En la corona del muro las dimensiones no tienen que ser inferiores a 25 ó 30 cm para poder realizar la colocación de la armadura de acero con los recubrimientos adecuados, ver figura 13.

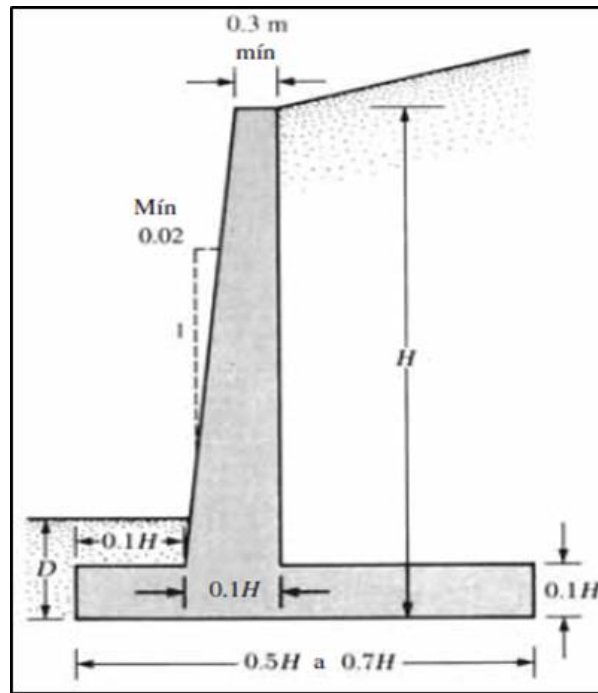


Figura 13. Dimensiones mínimas de muros en voladizo.

Fuente: Fundamento de ingeniería Geotecnia (Braja M.Das,2013).

Según la Doc. Fratelli M señala que las formas que se pueden presentar un muro en voladizo son las siguientes: ver figura 14.

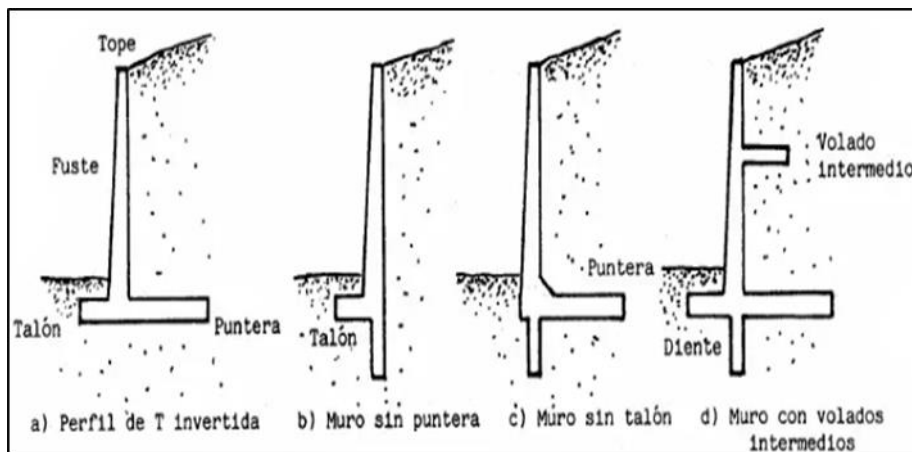


Figura 14. Tipos de muro de voladizo.

Fuente: Suelos, Fundaciones y Muros, (Fratelli M ,1993).

Entre las ventajas y desventajas mas resaltantes de muros en voladizo tenemos:ver tabla 6.

Tabla 6. *Ventajas y desventajas de muros en voladizo*

VENTAJAS	
❖	En alturas mayores a 5m el muro en voladizo resulta ser más económico que los muros de gravedad.
❖	Diseñado para trabajar por flexión
❖	El peso del relleno del talud contribuye para su estabilidad ya que la parte del talón se encuentra presionada por el relleno.
❖	Tiene un proceso constructivo muy conocido por los técnicos y maestros de Construcción.
DESVENTAJAS	
❖	Con alturas mayores a los 7 m resultan ser más costosas.
❖	Debido al gran espacio y cortes para el movimiento de tierras esto incrementa un poco los costos.
❖	Con respecto a los cálculos estos suelen ser unos pocos más complicados por los Diferentes cálculos que se tiene que realizar por la misma presencia del acero.

Fuente: Elaboración propia

Estudios previos : Dentro de los estudios previos realizaremos un estudio de Mecánica de Suelos el cual se llevará a cabo para poder determinar la capacidad de carga, el ángulo de cohesión del suelo, peso específico, el tipo de suelo etc. que presenta un terreno, para poder cimentar una determinada estructura ya sea un canal, una casa habitación, un edificio, etc. así mismo se tienen que realizar un levantamiento topográfico en la zona donde se realizará la construcción del muro de contención ,para determinar los desniveles , ángulos , longitudes y coordenadas.

Tipos de suelos: Se dividen en dos grandes grupos los cuales son suelos orgánicos y suelos inorgánicos dentro de los cuales encontramos los suelos cohesivos y los suelos no cohesivos.

Angulo de cohesión del suelo (ϕ): Se representa con la letra ϕ , es un valor que se determina de manera experimental. El cual es una propiedad que se puede observar principalmente en suelos granulares, como son las gravas y las arenas y se refiere al ángulo máximo de reposo que puede adoptar un material granular. Dependiendo básicamente de la densidad, tamaño, forma y distribución de los granos. Cuyo valor se obtiene del estudio de mecánica de suelos, puntualmente del ensayo de corte directo el cual basa sus principios en el círculo de Mohr-Coulomb.

Peso específico del suelo (γ): Es uno de los valores más importantes que afectan el empuje de tierras. El cual está en función del peso del suelo y de su volumen, pudiendo dar como resultado el peso específico natural, seco o saturado dependiendo de las necesidades de diseño. Se debe tener en cuenta que a mayor profundidad del muro de contención el empuje debido al peso del suelo aumenta. Peso específico en relación al ángulo de fricción interna del suelo, ver tabla 7.

Tabla 7: *Angulo de fricción y peso específico de acuerdo al tipo de suelos.*

TIPO DE SUELO	Y(kg/m ³)	ϕ° (grados)
Arcilla suave	1440 - 1920	0° - 15°
Arcilla media	1600 - 1920	15° - 30°
Limo seco y suelto	1600 - 1920	27° - 30°
Limo denso	1760 - 1920	30° - 35°
Arena suelta y grava	1600 - 2100	30° - 40°
Arena densa y grava	1920 - 2100	25° - 35°
Arena suelta, seca y bien graduada	1840 - 2100	33° - 35°
Arena Densa, seca y bien graduada	1920 - 2100	42° - 46°

Fuente: Hermes 2002, pag .36

Empuje de tierras: Se conoce como empuje de tierra a aquellas presiones generadas por el suelo hacia el muro:

Para Arrollo y Capuñay:

Define al empuje de tierras como una resultante de las presiones horizontales generadas por el peso propio del suelo o algunas sobre cargas que se encuentra descansando sobre el terreno, cuyas fuerzas están dirigidas a un muro de contención causándole un empuje horizontal (2016, p.117).

El análisis de los empujes que actúan sobre un determinado muro de contención es la etapa más esencial en el estudio de los muros de contención por lo que se tienen que tener presente estos siguientes criterios que presente el suelo.

- El ángulo de fricción interna " ϕ "
- su cohesión si existiera "c".
- Nivel freático.
- Angulo de fricción entre suelo estructura.
- Rugosidad de la superficie del muro
- Cargas externas aplicadas.
- Cargas dinámicas por efectos de los sismos.

➤ Peso específico del suelo.

Empuje activo: Según Barros J señala que: “El empuje activo no es otra cosa más que el resultado del empuje que genera el terreno que está siendo contenida, sobre el propio muro de contención” (1980, p13). ver figura 15.

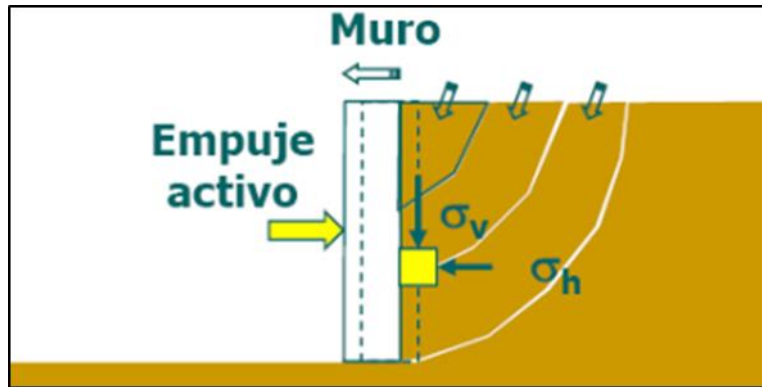


Figura 15. Empuje activo.

Fuente: Muros-pantallas en edificación. Análisis de empuje en bermas con el programa Plaxis Estudio paramétrico (Sánchez A.2014).

Este empuje se calcula con ayuda de la siguiente formula:

Donde:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} * K_a$$

K_a : Es el coeficiente de empuje activo

γ : Peso específico efectivo del suelo

H: altura del muro

Empuje pasivo: Para Fratelli M. señala que: “El empuje pasivo son aquellos esfuerzos que se presentan producto del movimiento del muro en dirección al volumen de tierra, conservando constantes los esfuerzos verticales”. (1980, p.449). ver figura 16.

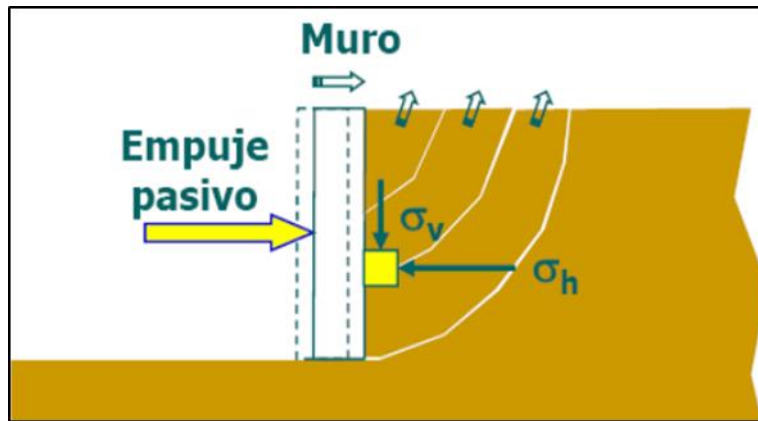


Figura 16. Empuje pasivo.

Fuente: Muros-pantallas en edificación. Análisis de empuje en bermas con el programa Plaxis Estudio paramétrico (Sánchez A.2014).

Este empuje se puede definir con la siguiente formula:

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} * K_p$$

Donde:

K_p : coeficiente de empuje pasivo

γ : Es el peso específico efectivo del suelo y z la altura de tierras desde la rasante en el punto considerado.

H: altura del muro

Empuje neutro o en reposo: Básicamente se trata de un estado intermedio a los anteriores empujes donde la estructura prácticamente no sufre deformación. Según Fratelli.M señala que: “En el empuje neutro se puede analizar en el elemento diferencial dentro de la masa del suelo el cual se encuentra soportando presiones verticales y horizontales del suelo”. (1980, p.446). ver figura 17.

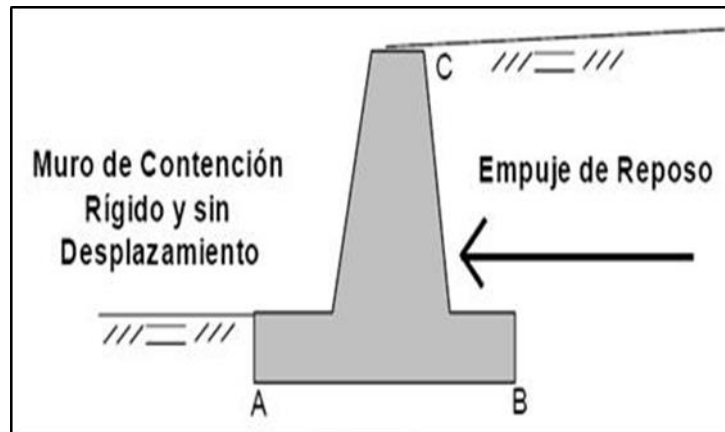


Figura 17. Empuje en reposo o neutro.

Fuente: Geotecniafacil.com

Como aproximación para el análisis del siguiente empuje según Arrollo Z. y Capuñay S. indican:

$$K_o = \frac{P_o}{P_v}$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi')$$

Donde:

K_o: Es el coeficiente de empuje en reposo.

P_o: Presiones laterales en reposo

P_v: Presiones verticales actuantes

Aplicaciones de las teorías de presión lateral de tierra al diseño: según la teoría de Rankine en el año 1857, el escocés w. j. Macquorn Rankine planteo una teoría basada en el “Estado de Equilibrio Límite de Rankine”. En donde Rankine considera al suelo como si estuviera en un equilibrio plástico que no es nada más que el mínimo estado de equilibrio que tiene el terreno antes de romperse.

Según Arrollo y Capuñay indica que:

Se sabe que la superficie de contacto de todo muro de contención y el suelo es rugosa, Rankine siendo consiente de todo esto propone una hipótesis la cual consiste en considerar la superficie de un muro lisa, en otras palabras, no existe fricción entre el muro y el suelo las cuales dieron resultados similares al análisis de un muro de contención considerando una superficie rugosa. (2016, p.121).

Para Barros J:

La expresión planteada por Rankine nos da de una forma rápida el valor del empuje que ejerce un terreno sobre un muro de contención, pero esta será posible si la cara interior del muro sea recta, es por ello que cuando se presente una construcción de un muro con estas características no se dudará en aplicar la teoría de Rankine por la facilidad de sus cálculos. (1974, p. 55).

La superficie del suelo pared es vertical, se desarrolla para un método elástico que se caracteriza por ser granular homogénea y seca.

- Considera un suelo de masa homogénea
- El nivel freático es horizontal.
- El terreno puede estar estratificado horizontalmente.
- El rozamiento entre el muro y el suelo no existe
- La parte de la cara interna del muro es siempre recta
- Se considera un muro liso sin fricción de la cara posterior del muro y el suelo.

De lo anteriormente mencionado se puede decir que la Teoría de Rankine puede ser aplicada para calcular el empuje activo o el empuje pasivo y que esta teoría es la más usada para el análisis de una estructura de contención de mampostería ya que nos da resultados cercanos a la realidad. ver figura 18.

En el empuje activo tenemos:

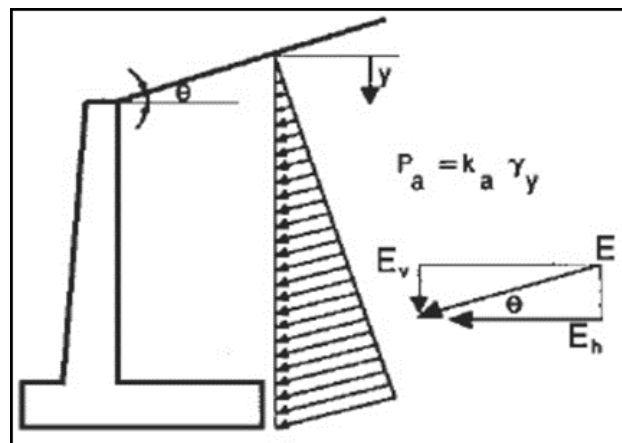


Figura 18. Grafico del empuje activo.

Fuente: Diseño de concreto armado (Morales R 2016, pp.113)

Se deduce de la figura:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Coefficiente activo:

$$K_a = \cos\theta \frac{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}$$

Si nos encontramos en el caso de que el talud indicado por el ángulo "θ" es horizontal; θ = 0 entonces la fórmula para determinar el Ka será:

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

Si se diera el caso de que existiera una sobrecarga repartida en la en la superficie del terreno que se encuentra siendo sostenido esta sería calculada con la siguiente expresión:

$$P_s/c = K_a \cdot s/c$$

Empuje pasivo: De acuerdo con Barros (1974), el empuje pasivo comienza a actuar cuando el muro de contención sufre un pequeño deslizamiento, sin dejar de mencionar que para todo diseño de muro de contención se evita el deslizamiento por acción del empuje pasivo tomando en cuenta que por más que sea óptimo su diseño de un muro de contención siempre sufrirá un pequeño deslizamiento sin afectar la estabilidad del muro. ver figura 19.

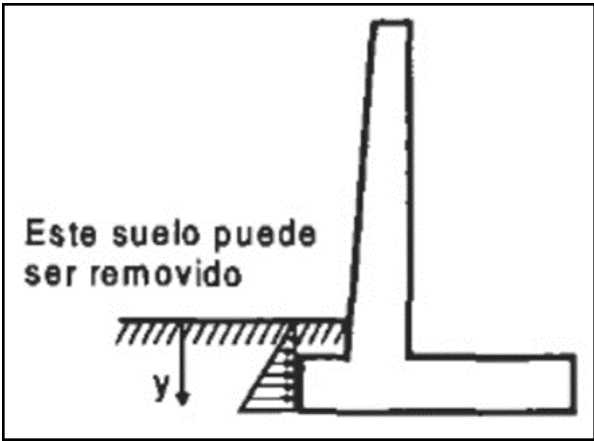


Figura 19. Grafico del Empuje pasivo

Fuente: Diseño de concreto armado (Morales R 2016, pp.113)

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

El coeficiente pasivo queda expresado con la siguiente formula:

$$K_p = \cos\theta \frac{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\phi}}$$

Si nos encontramos en el caso de que el talud indicado por el ángulo " θ " es horizontal; $\theta = 0$ y la fórmula para determinar el **Kp** será:

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

Las fuerzas de **Pa** para un relleno se encuentran ubicada a 1/3 de la altura total del muro desde su base las cuales presentan sus dos componentes tanto horizontales como verticales las cuales son igual a: ver figura 20.

$$P_h = P_a \cdot \cos \theta \quad \text{y} \quad P_v = P_a \cdot \sin \theta$$

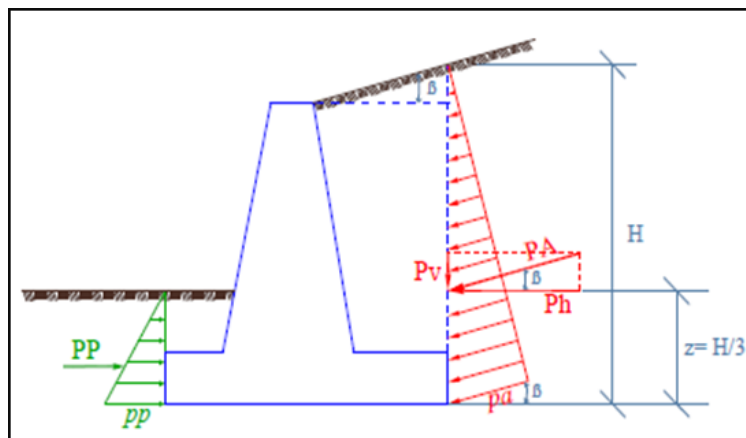


Figura 20. Presiones laterales y verticales

Fuente: Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiléver y muros con contrafuertes Gallegos G.(2006,pp.9)

Las siguientes tablas que a continuación se muestran nos ayudaran a determinar los coeficientes de presión K_a y coeficientes de presión K_p , esto con relación al ángulo de inclinación que presenta el terreno y el ángulo de fricción interna del suelo. Ver tabla 8 y 9.

Tabla 8. valores de K_a , con relacion a los angulos " ϕ " y " β "

β	ϕ							
	26°	28°	30°	32°	34°	36°	40°	42°
0°	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2174	0.1982
5°	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2192	0.1997
10°	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2247	0.2044
15°	0.4480	0.4086	0.3730	0.3405	0.3108	0.2834	0.2346	0.2504
20°	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2504	0.2262
25°	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.2750	0.2465
30°	0	0	0.8660	0.5741	0.4776	0.3582	0.3151	0.2784
35°	0	0	0	0	0	0.4677	0.3906	0.3340
40°	0	0	0	0	0	0	0.7660	0.4668

Fuente: Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiléver y muros con contrafuertes Gallegos G. (2006, pp.9)

Tabla 9. valores de K_p , con relacion a los angulos " ϕ " y " β "

β	ϕ							
	26°	28°	30°	32°	34°	36°	40°	42°
0°	2.5611	2.7698	3	3.2546	3.5371	3.8518	4.5989	5.0447
5°	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.5272	4.9684
10°	2.4363	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5979	4.3161	4.7437
15°	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2925	3.9766	4.3827
20°	1.7141	1.9175	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.5262	3.9044
25°	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.9867	3.3328
30°	0	0	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.3802	2.6940
35°	0	0	0	0	0	1.1238	1.7177	2.0088
40°	0	0	0	0	0	0	0.7660	1.2570

Fuente: Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiléver y muros con contrafuertes Gallegos G.(2006,pp.9)

Se tiene que tener presente que los coeficientes K_a y K_p , obtenidos de las ecuaciones de Rankine no nos muestran valores cuando $\beta > \phi$.

Para la teoría de coulomb: Según Braha B. indica que:

Hace 200 años y un poco mas, el francés coulomb (1776) propuso una teoría de presiones activas y pasivas contra los muros de contención. En esta teoría coulomb supone que la superficie de falla es un plano. (2013, p.405). Por lo tanto, es una teoría en rotura que asume la presencia de una superficie de deslizamiento del

suelo que iniciando de la arista interna de la cara interior del muro llega a la superficie del terreno.

Esta teoría se presentó en 1776 la cual se sustenta en una serie de supuestos que a continuación se indican:

- ✓ Esta teoría considera un suelo con masa homogénea la cual esta adecuadamente drenada para evitar presiones hidrostáticas.
- ✓ Se considera una superficie de falla plana.
- ✓ Considera un terreno con fricción expresado con el ángulo " φ "
- ✓ La cuña de falla tiene un comportamiento rígido
- ✓ La falla es una deformación plana (bidimensional) y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- ✓ La cuña de falla ejerce un movimiento a lo largo de la pared interna del muro, Generando fricción entre este y el suelo.
- ✓ " δ " representa al ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- ✓ La reacción del empuje activo (E_a) de la pared interna del muro sobre el terreno, formara un ángulo " δ " con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno
- ✓ si el muro presenta una pared interior muy lisa ($\delta = 0^\circ$) y el empuje activo actúa perpendicular ella.
- ✓ La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo " φ' " con la normal al plano de falla.

Esta teoría se presenta para dos casos el caso activo y caso pasivo para el caso activo tenemos el siguiente gráfico: ver figura 21.

Para un caso activo:

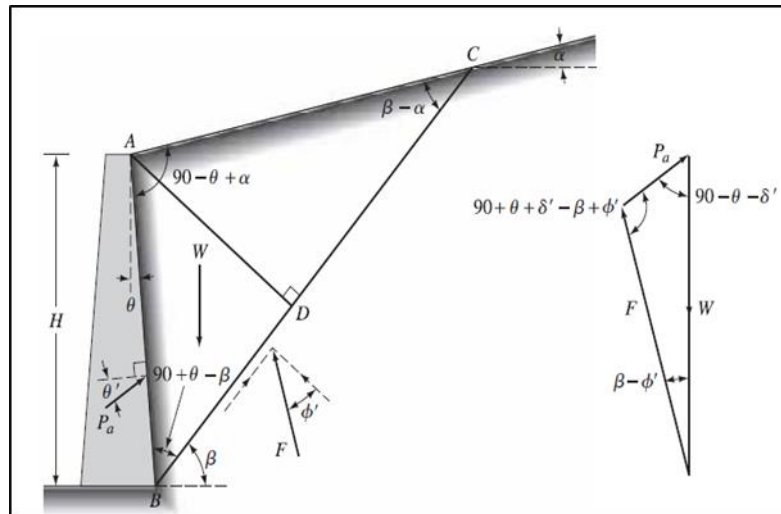


Figura 21. Presión activa de coulomb

Fuente: Fundamento de ingeniera geotecnia, (Braha M.2013)

Siendo AB la cara trasera del muro que resiste a un suelo granular la cual presenta una superficie que se encuentra continuamente inclinada representada por un ángulo “ α ” con respecto a la horizontal. BC representa la superficie del plano de prueba de falla. Si asumiendo que la estabilidad de la cuña “ABC” rompa, las causantes a esta falla serán las siguientes fuerzas:

- “W”, representa el peso efectivo de la cuña del terreno.
- “F”, representa la resultante de las fuerzas de corte y normal que se dan sobre el tramo de falla, “BC”. La cual cuenta con una inclinación Angulo Φ' a la normal trazada al plano “BC”.
- El empuje o presión activa está representada por (P_a), la fuerza activa por unidad de longitud de la pared. El sentido de la dirección de P_a es inclinada en un ángulo a la normal proyectada a la cara de la pared que sostiene el suelo. δ' es un ángulo que representa a la fricción que se da entre el suelo y la pared.

Coulomb representa un triángulo de fuerzas las cuales se encuentran representada por las siguientes expresiones.

- “W” es el peso de la cuña de suelo que se puede deslizar.
- “F” representa la fuerza resultante de rozamiento de esta cuña de terreno sobre el plano de deslizamiento AB generado por la fricción interior del suelo

la cual presenta una inclinación “ ϕ ”.

- “Ea ó Pa” representa la fuerza o presión activa por unidad de longitud de pared, la cual tiene un ángulo de inclinación. δ' a la normal trazada a la cara de la pared que sostienen el suelo. δ' representa el ángulo de fricción pared suelo.

Para el diseño de los muros podemos considerar: $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3\phi$

Del triángulo de fuerzas aplicando la ley de senos obtenemos:

$$\frac{w}{\text{sen}(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} = \frac{P_a}{\text{sen}(\beta - \phi')}$$

$$Pa = \frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}(90^\circ + \theta + \delta' - \beta + \phi')} * w$$

Para obtener el “Pa” máximo lo podemos deducir de la siguiente expresión:

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0$$

Resolviendo la ecuación 14 y reemplazando en las anteriores mencionadas se obtiene el empuje o presión activo de Coulomb.

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

Donde K_a representea el coeficiente de presión activa de Coulomb

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta' + \phi') \text{sen}(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Ver las tablas N° 10,11 ,12 se muestra los valores que puede tomar K_a :

Tabla 10. Valores de $K\alpha$, para $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$

ϕ' (grados)	δ' (grados)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.361	0.3448	0.333	0.3203	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.2973	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2755	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2549	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2426	0.2426	0.2354	0.2354	0.235
38	0.2379	0.223	0.223	0.2169	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2045	0.2045	0.1994	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.187	0.1841	0.1841	0.1828	0.1831

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das, 2013)

Tabla 11. Valores de $K\alpha$, $\delta' = 2/3 \phi'$

α (grados)	ϕ' (grados)	δ' (grados)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.522
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1881	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302	
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677

33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das,2013)

Para el caso pasivo: Es similar al caso anterior mencionado, solo se observa un cambio en las inclinaciones de las fuerzas, ver figura 22 y tabla 12.

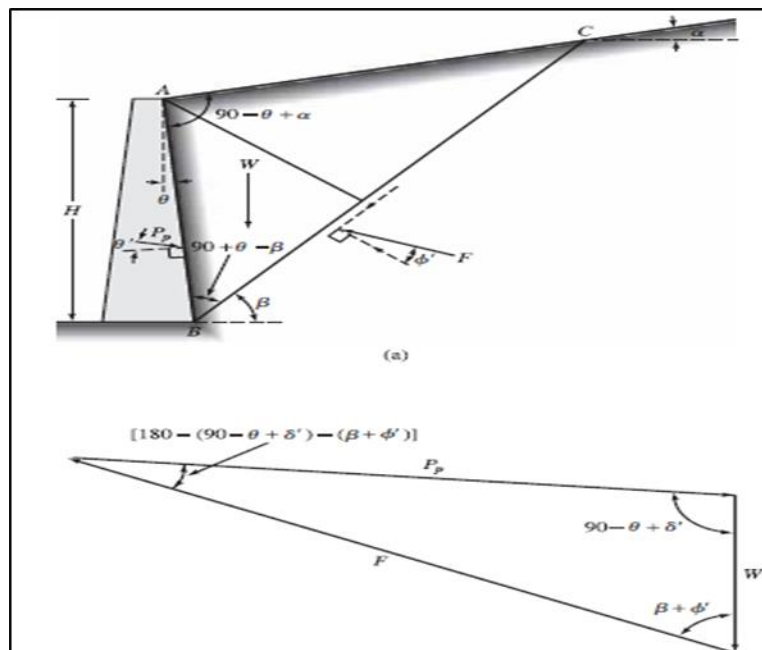


Figura 22. Presión pasiva de coulomb.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das,2013)

Las presiones que encontramos del triángulo de fuerzas planteado por coulomb son:

$$P_p = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

En donde: K_p = Coeficiente de presión pasiva de Coulomb.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

Nota: para una pared sin fricción soportando un terreno granular con una superficie Horizontal es decir $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$, $\delta' = 0^\circ$ tenemos la siguiente expresión la cual es igual a la de Rankine .

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Tabla 12. valores de K_p , para $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$

ϕ' (grados)	δ' (grados)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das, 2013)

En la presente tabla se puede observar que el valor de K_p aumenta con la fricción de la pared, para un $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$.

Dónde:

K_a = coeficiente activo

K_p = coeficientes pasivo

ϕ = Angulo de Fricción del suelo

δ = Angulo de Fricción entre suelo y muro

γ = peso específico del suelo

H = altura del muro

Método Mononobe – Okabe: Según Ballón A. y Echenique J. Se puede contemplar a este como un método simplificado y estimado para encontrar las presiones sísmicas en un muro de retención, así como una extensión de la teoría estática de Coulomb para condiciones pseudo-estáticas. Se debe tener en cuenta que las siguientes fórmulas se consideran el suelo homogéneo y sin cohesión. (2017 p. 39).

Incremento dinámico del empuje activo: La presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo (ΔDE_a). En donde se propone calcular el coeficiente de presiones dinámicas activa K_{as} a partir de la fórmula de Mononobe –Okabe, cuyo coeficiente incluye el efecto estático más el efecto dinámico, cuya fuerza total es aplicada a $2/3$ de la base de un triángulo invertido medido desde la base.. ver figura 23.

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

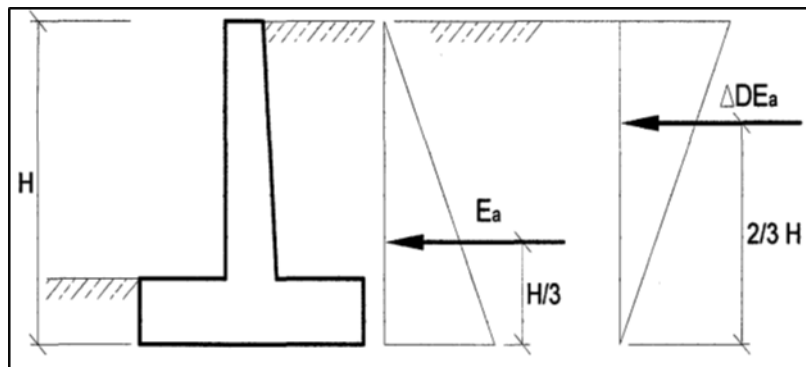


Figura 23. Empuje activo + incremento dinámico

Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado- Torres Belandrla R.

Para: $\beta < \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \theta - \phi)}{\cos\theta * \text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \theta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Para: $\beta > \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta - \theta)}$$

$$\theta = \text{arctang.} \left(\frac{k_{sh}}{1 - k_{sv}} \right)$$

$$K_{sh} = 0.5 \cdot A_0$$

$$K_{sv} = 0.5 \cdot k_{sh}$$

A_0 = aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica.

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa.

K_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal.

K_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

G = Aceleración de la gravedad

Incremento dinámico del empuje Pasivo: Este empuje aumenta cuando se da un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo (ΔDE_p), la resultante de este incremento de empuje se aplica a 1/3 de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro. ver figura 24.

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

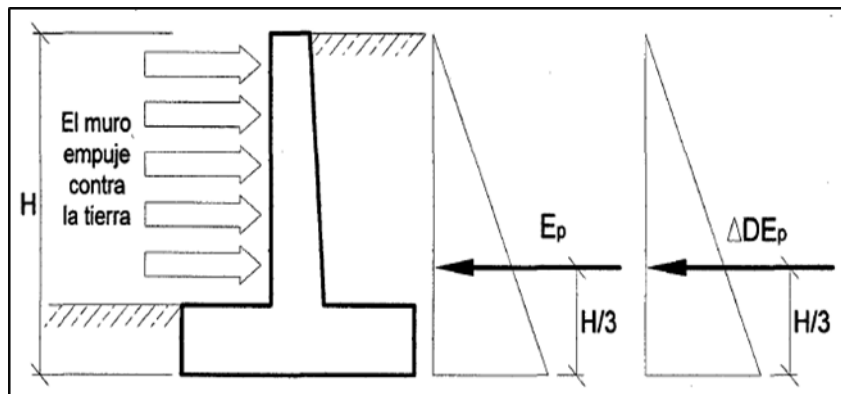


Figura 24. Empuje pasivo + incremento dinámico

Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado- Torres Belandrla R.

K_{ps} = Coeficiente de presión dinámica pasiva

$$K_{ps} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \theta - \phi)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\alpha + \delta + \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

A continuación, se muestra la división sísmica que tiene el Perú el cual se encuentra dividido en tres zonas sísmicas ahí nos indica la aceleración máxima para cada departamento, siendo la zona 4 la más peligrosa la cual abarca a todo el

departamento costero del Perú, la zona menos vulnerable vendría hacer la zona de color verde. Ver figura 25.

Mapa de zonificación sísmica en el Perú:



Figura 25. Valores del A0 según la zona sísmica en el Perú.

Fuente: RNE (Norma E030-Diseño Sismo resistente)

Tipos de fallas en los muros de contención:

Según Barros J. señala que:

“Las fallas más conocidas que se presentan en muros de contención si no se han realizado un estudio adecuado son 5: Rotura del alzado, Roturas de la puntera y del talón, Deslizamiento, Vuelco, y falla por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro.”(1974, p.16).

La falla por deslizamiento:

Para Barros J. Señala que:

La falla por deslizamiento surge como producto de las presiones activas que presenta un determinado terreno y también si el diseño del tacón y la puntera no se han hecho de manera correcta. El muro es inducido a deslizarse en dirección que le indiquen los empujes. Una alternativa para contrarrestar esta falla sería aumentar la dimensión del tacón, el grueso de la puntera o de la base total del muro (1980, p.16). ver figura 26.

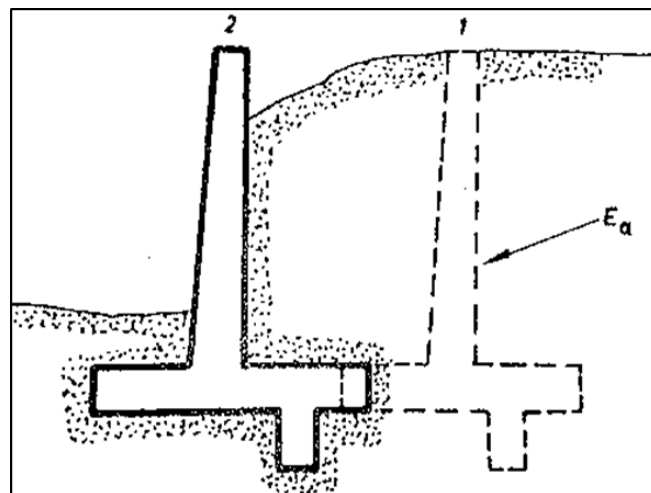


Figura 26. Falla Deslizamiento del muro.

Fuente: Muros de contención (Barros J.1974).

Falla por rotura del alzado:

Para Barros J. indica que:

La falla por rotura del alzado se llega a dar cuando no se ha realizado un buen cálculo y diseño de la armadura de unión del alzado con la base o zapata. Ya que en este punto se produce un momento y un esfuerzo de corte los cuales producen efectos importantes si es que no se han tomado en cuenta en el diseño, como alternativa de solución a este tipo de falla es realizar la colocación correcta del acero obtenido en los cálculos previos. (2016, p.16). ver figura 27.

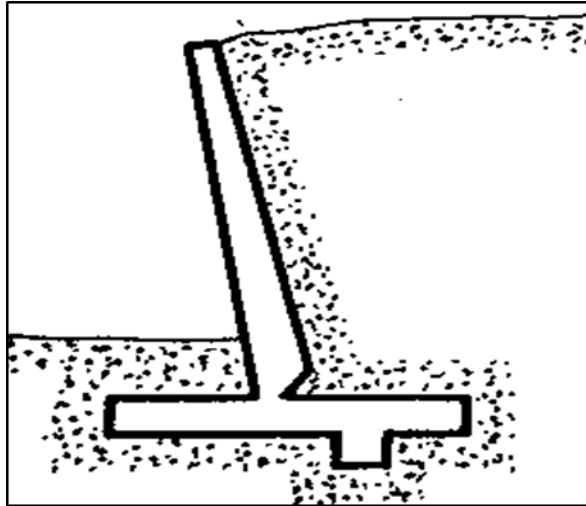


Figura 27. Falla por Rotura del alzado.

Fuente: Muros de contención (Barros J.1974).

Falla por vuelco:

La tercera falla que indica es la falla por vuelco Según Barros J.

“La puntera ejerce una presión intensa sobre el terreno, si se da el caso de que dicha presión en esa parte del suelo es mayor a la resistencia mecánica del terreno, la puntera producirá un asentamiento del terreno provocando de esa manera el vuelco del muro” (1980, p.16).

Como solución a este tipo de fallas Barros J. señala que se le debe aumentar la superficie de asiento de la puntera puesto cuanto mayor sea la superficie de la puntera la presión ejercida sobre el terreno será menor. Ver figura 28

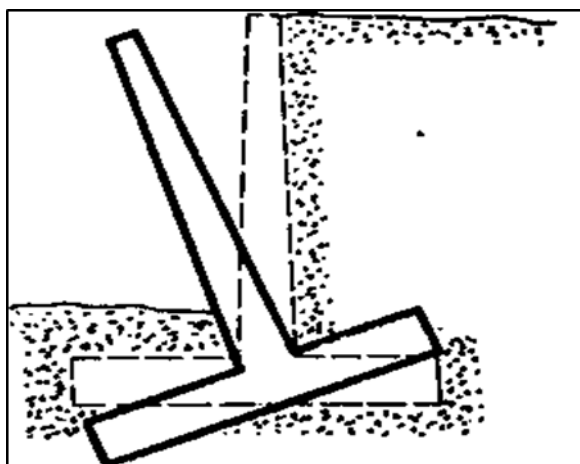


Figura 28. Falla por vuelco.

Fuente: Muros de contención (Barros J.1974)

Falla por roturas de la puntera y del talón: La cuarta falla es la rotura de puntera y talón. De acuerdo con Barros J.:

En el caso de que la puntera y el talón no hayan sido armados de acuerdo con los resultados que se han obtenido en los cálculos previos del estudio, estos pueden resultar dañados por grietas las cuales generaran la rotura de estos elementos. (1980,p.16).ver figura 29.

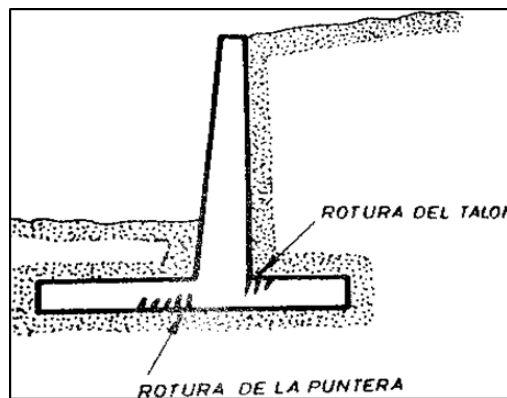


Figura 29. Falla de roturas de la puntera y del talón

Fuente: Muros de contención (Barros J.1974)

Falla por deslizamiento profundo: La última falla es por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro. Esta falla se produce cuando se supone que la resistencia del terreno sobre el cual se coloca el muro es uniforme en toda su profundidad, pero en la realidad esto no siempre es cierto, normalmente cuando se estudia un terreno a una profundidad determinada se obtiene una resistencia y capacidad de soportar del suelo, pero esto puede cambiar con tan solo unos metros de profundidad. Ver figura 30.

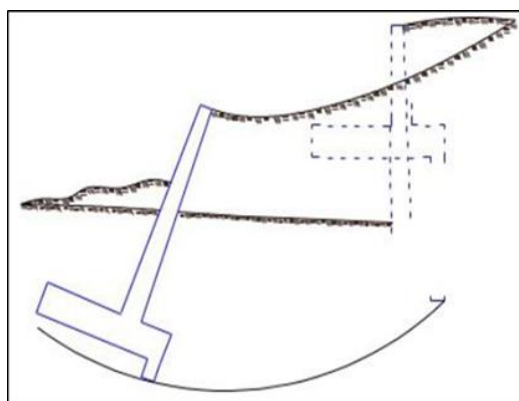


Figura 30. Falla por deslizamiento profundo.

Fuente: Diseño de dos muros de contención (Palacios L y Toala M ,20114).

Factor de seguridad por vuelco: debido al empuje activo que ejerce la tierra sobre un muro este, va a tratar de volcarse al rededor del punto “a” cómo se puede ver en la siguiente figura n°39. este volteo es generado gracias a la componente horizontal de la presión activa la cual se expresa como: $(p_h = p_a \cdot \cos \beta)$ la cual crea un momento de volteo “mv” respecto el punto “a”. el empuje pasivo no está considerado en este punto puesto que están a favor del muro generando seguridad por estar en sentido contrario a la presión activa. Las fuerzas o momento que equilibran la fuerza de volteo se les conoce como momento resistente (MR) las cuales son: El “Wc”, “Ws”, y la componente vertical de la Presión Activa que se expresa como: $(P_v = P_a \cdot \sin \beta)$.

Para el (RNE) Indica que: “El factor de seguridad de un muro para vuelco debe ser mínimo 1.5 en condiciones estáticas y en condiciones sísmicas mínimo 1.25” (2019, p.458).ver figura 31.

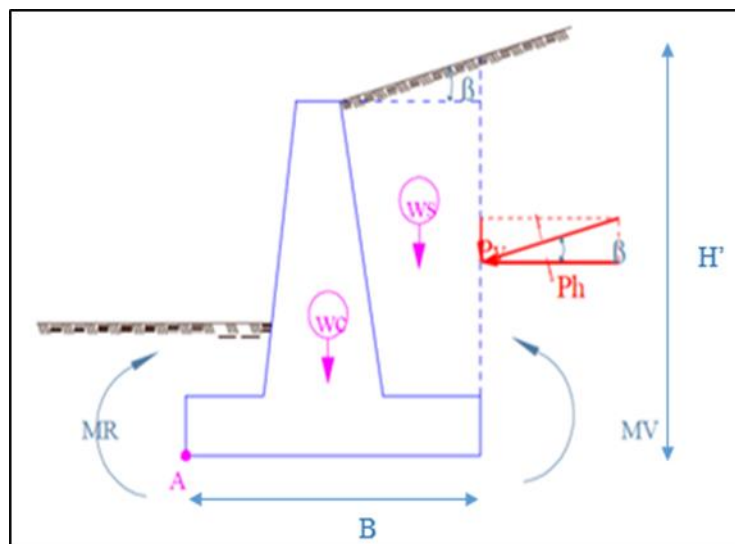


Figura 31. Factor de seguridad por Vuelco del muro

Fuente: Diseño de dos muros de contención para el proyecto ciudad casa de la cultura de la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí (Palacios y Toala ,2014-2015).

$$FSV = \frac{M_R}{M_V}$$

Donde:

$\sum M_V$ = momentos que generan el volcamiento en el punto "A"

$\sum M_R$ = momentos que se oponen a que se dé el volcamiento en el punto "A"

Fuerzas y momentos a favor del volteo:

$$\sum M_{\text{volteo}} = P_h \left(\frac{H'}{3} \right)$$

Sabemos:

$P_h = P_a \cdot \cos \beta$, reemplazamos esta expresión en la fórmula de sumatoria de momentos de volteo

$$\sum M_{\text{volteo}} = P_a * \cos \beta \left(\frac{H'}{3} \right)$$

Fuerzas y momentos que se resisten al volteo:

Para: $P_V = P_a \cdot \sin \beta$

Momento generado por la fuerza vertical respecto el punto "A":

$M_A = P_a \cdot \sin \beta \cdot B$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación tendremos:

$$FSV = \frac{M_a + M_{wc} + M_{ws}}{P_a * \cos \beta \left(\frac{H'}{3} \right)}$$

Factor de seguridad por deslizamiento: Este efecto es producido por la fuerza antes mencionada la $P_h = P_a \cdot \cos \beta$ de la tierra ejercida sobre el muro le genera un empuje, el cual le obliga a un deslizamiento. Lo que impide y contrarresta a que el muro no se deslice a causa de la "Ph" es la fuerza de rozamiento (fr) que se da entre el muro y el suelo de cimentación, por eso es conveniente que el plano de fundación del muro sea lo mas áspera posible para conseguir un mejor agarre. También es necesario saber el valor del coeficiente de fricción (μ) que debería emplearse para obtener la fuerza que se opone al deslizamiento. Ver figura 32.

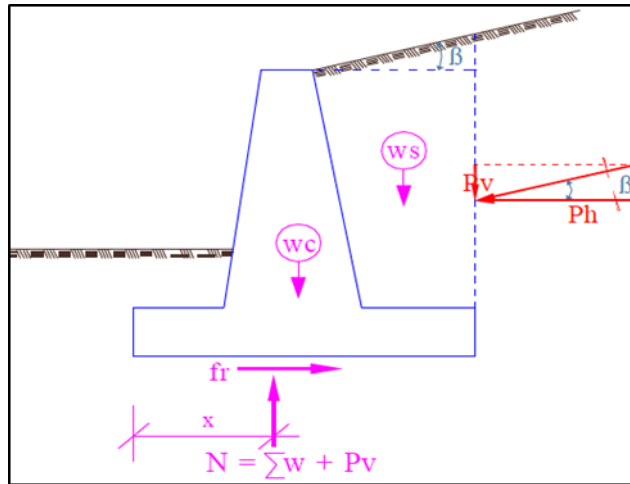


Figura 32. Factor de seguridad por Deslizamiento del muro.

Fuente: Diseño de dos muros de contención para el proyecto ciudad casa de la cultura de la ciudad de portoviejo, provincia de manabí (Palacios L y Toala M ,2015).

El "FSD" se expresa como:

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{f_r}{P_h}$$

Donde:

f_r = Fuerza de rozamiento

$P_h = Pa \cdot \cos \beta$ (Componente horizontal de la fuerza de empuje)

Donde f_r , es igual a la multiplicación de la fuerza normal (N) generada por el muro sobre el terreno, el cual es la suma del peso del muro , el peso del suelo contenido por el muro y las componentes verticales de la Presión activa ($P_v = Pa \cdot \sin \beta$), por el coeficiente de rozamiento (μ).

Para:

$$N = W_s + W_c + P_v$$

$P_v = Pa \cdot \sin \beta$ (componente vertical de la fuerza de empuje activa)

$$f_r = N \cdot \mu + EP$$

Remplazando la ecuación (19) en (18):

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{N \cdot \mu + EP}{Pa \cdot \cos \beta}$$

Para el reglamento nacional de edificaciones (RNE) Indica que: “El factor de seguridad de un muro para deslizamiento debe ser mínimo 1.5 en condiciones estáticas y en condiciones sísmicas mínimo 1.25” (2019, p.458).

Para casos prácticos donde no se cuenten con ensayos de laboratorios podemos usar las siguientes tablas para obtener los valores aproximados de coeficiente de fricción “u” y ángulos de fricción interna “ ϕ ”.ver tabla 13.

Tabla 13. Valores de los Coeficientes de fricción aproximados.

Tipo de suelo	Coeficientes μ
suelos granulares sin limo	0.55
suelos granulares con limo	0.45
Limos	0.35
Roca sana con superficie rugosa	0.65

Fuente: Diseño de Concreto Armado (EVERARD. N ,1976)

Los valores del coeficiente de rozamiento conseguidos de estas tablas tienen que estar dentro del siguiente rango $0.4 < \mu < 0.6$.ver tabla 14.

Tabla 14. Valores del Angulo de fricción aproximados por tipo de suelo.

Tipo de suelo	Coeficientes μ
Arena seca suelta , con granos redondos , gradación uniforme	28.5°
Arena seca densa , con granos redondos , gradación uniforme	35°
Arena seca suelta , con granos angulosos , bien gradada	34°
Arena seca densa , con granos angulosos , bien gradada	46°
Limo seco y suelto	27° a 30°
Limo seco y denso	30° a 35°

Fuente: Diseño de Concreto Armado (EVERARD. N ,1976)

Asimismo, podemos determinar valores de rozamiento haciendo uso del ángulo de fricción interna, como se indica a continuación:

$$\mu = \tan \phi \quad \mu = 0.67 \tan \phi$$

μ = Coeficiente de rozamiento

ϕ = Angulo de fricción interna

Falla por capacidad de carga: La suma de todas las fuerzas y empujes ejercidas sobre un suelo generan fuerzas que por ningún motivo puede ser mayor a las

presiones máximas admisibles de dicho suelo (q_{adm}). este valor de la presión admisible varía de acuerdo a los diferentes tipos de suelos que existe. En el grafico podemos observar que el q_{punta} y $q_{talón}$ representan a las presiones en dos diferentes puntos siendo estas máximas y mínimas, los cuales se presentan en los extremos de la base del muro. Ver figura 33.

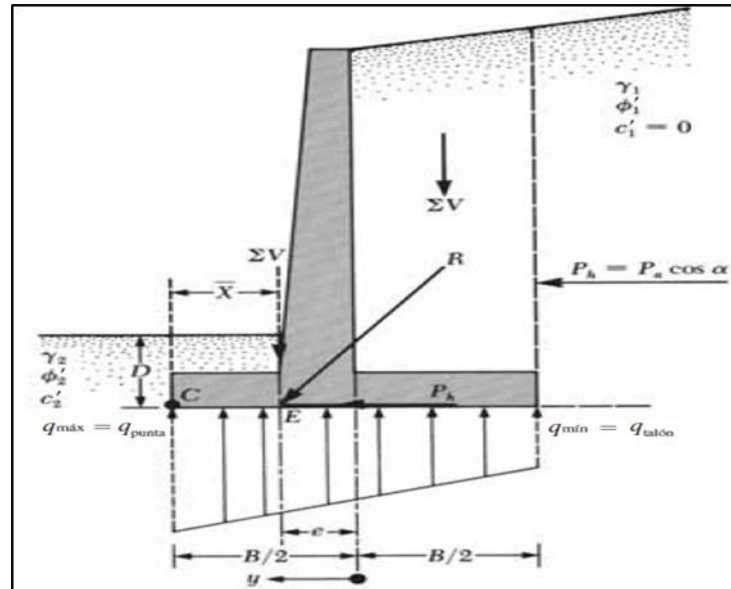


Figura 33. Reacción del suelo por las cargas de muros.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das, 2013).

Sabiendo:

$$R = \sum V + (P_a \cos \alpha)$$

Los momentos netos que se dan en el punto "C" viene a ser:

$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_o$$

Del grafico deducimos que la distancia CE es :

$$CE = X = \frac{M_{neto}}{\sum V}$$

La excentricidad de la resultante "R" lo podemos expresar de la siguiente manera:

$$e = \frac{B}{2} - CD$$

La presión por debajo de la losa se puede calcular usando la siguiente fórmula:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto} y}{I}$$

Donde:

$$M_{neto} = \text{momento} = (\sum V)e$$

$$I = \text{momento de inercia por unidad de longitud de la parte de base} = \frac{1}{12}(1)(B^3)$$

Para las presiones máximas y mínimas el valor de (Y) en la ecuación (40) se obtiene de:

$$Y = B/2$$

Remplazando en la ecuación (40):

$$\frac{\sum V}{B \cdot 1} - \frac{e(\sum V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

De la misma forma:

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

Si en el estudio de un proyecto se observa que $e > B/6$ el diseño tiene que ser nuevamente calculado. La q_u se expresa como:

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} y_2 B' N_y F_{yd} F_{Yi}$$

Donde:

N_c, N_q, N_y = Factores de capacidad de carga

$$q = y_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

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

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

$$F_{yd} = 1$$

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

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_{r2}^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum v} \right)$$

Finalmente luego de haber calculado la capacidad última se puede dar paso a la deducción del FS de capacidad de carga determinar el factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga, comúnmente se busca un FS de 3.

$$\mathbf{FS}_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

Drenaje en un muro de contención: En una obra referida a estructuras de contención es posible que el suelo de relleno se llegue a saturar aumentando así la fuerza activa y generando que el muro llegue a fallar. Al momento de ejecutar un proyecto de un muro de contención el profesional responsable tiene que tener en cuenta las posibles apariciones de agua las cuales generarían apariciones de presiones hidrostáticas las cuales no son favorables para la estructura, ante esta situación es importante incorporar un drenaje a la estructura para poder evacuar las aguas del relleno.

Según Aguilar C. señala que: “El drenaje en estructuras de muros de contención puede suministrarse generalmente de varias maneras, ya sea en base a materiales naturales, como es el caso de las barbacanas” (2008, p.7).

Drenaje con barbacanas: Para el drenaje con barbacanas este sistema hace uso de materiales naturales, como es el caso de las “barbacanas”, que consiste por lo general en poner tubos de 75 mm de diámetro incrustados en el muro, los cuales se colocan por lo general con espaciamientos horizontales entre 1,50 m y 3,00 para

facilitar el drenaje y en la entrada de los huecos se coloca piedra chancada en el extremo exterior de cada barbacana. Ver figura 34.

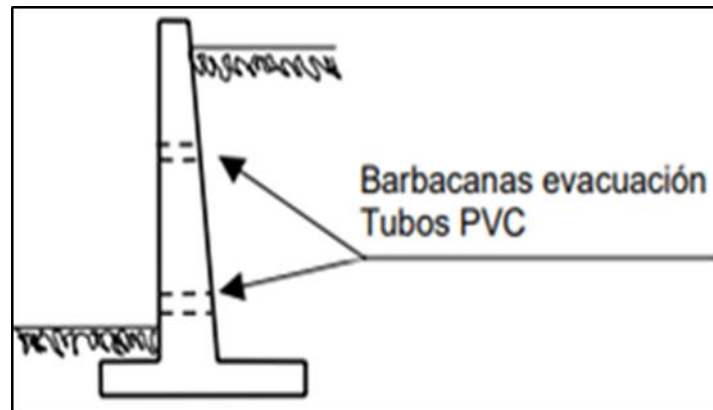


Figura 34. Drenaje con barbacanas

Fuente: Lambe y Whitman, (1972)

Drenajes longitudinales: Este es otro tipo de sistema de drenaje para muros de contención los cuales consisten en poner tubos en forma paralela al muro perforados con huecos aproximadamente 15cm a 20cm en lo largo de la tubería la cual también tiene una capa de material granular en la parte posterior en uno o más niveles para evitar que estos orificios se obstruyan. Estos drenajes descargan en los extremos del muro o en algunos puntos intermedio. Ver figura 35 y 36.

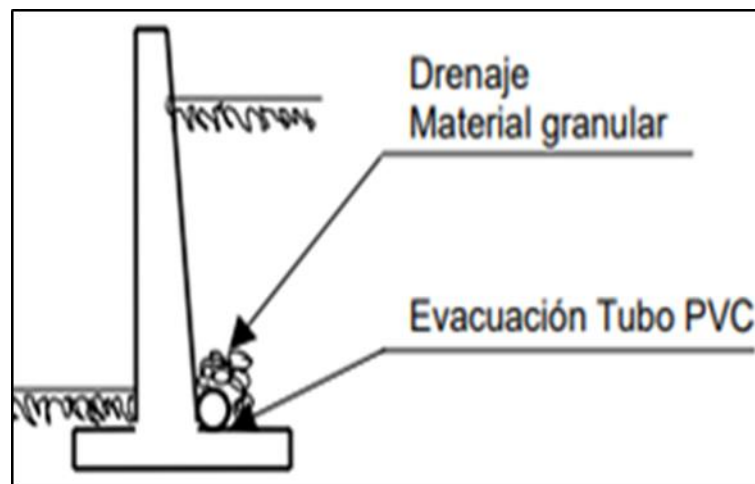


Figura 35. Drenaje longitudinal, comprende todo el espaldón.

Fuente: Lambe y Whitman, (1972)

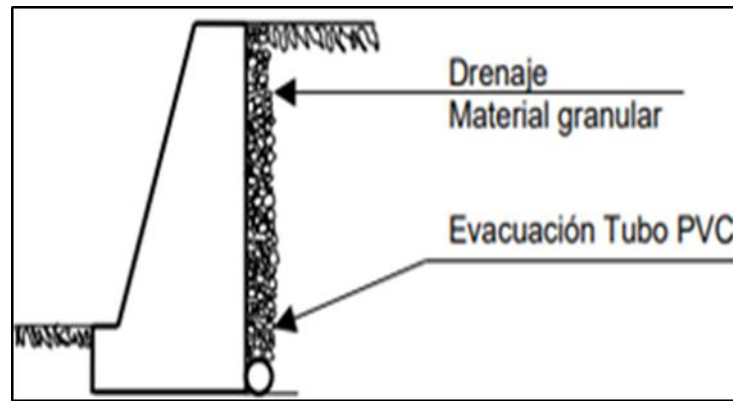


Figura 36. Drenajes longitudinales, comprende solo una parte del espaldón.

Fuente: Lambe y whitman (1972)

III.METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

ENFOQUE CUANTITATIVO

Según Hernández, Fernández y Baptista indican que:

“El enfoque cuantitativo representa un conjunto de procesos, es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos saltar o eludir pasos. (2014,p.4).

Es por ello que la presente investigación tiene un enfoque cuantitativo el cual se caracteriza en analizar una realidad objetiva a partir de mediciones numéricas y trata de determinar la fuerza de asociación o relación entre las variables, así como la generalización de los resultados a través de una muestra.

TIPO DE INVESTIGACIÓN APLICADA

Para Vargas C. indica que:

A un estudio aplicado se conoce por hacer uso de conocimientos teóricos en la práctica, de esa manera poder ejecutarlos en beneficio de los grupos que sean participe del proceso y la sociedad en general, también de la abundancia de nuevos conocimientos que aportan a la investigación. (2009, p.159).

Como bien sabemos dentro de la investigación aplicada se deja mostrar como una de sus principales cualidades o fin, el de conocer, hacer y transformar un problema de una determinada realidad, tiempo y espacio. Por lo general los proyectos de ingeniería civil se encuentran en este tipo de investigaciones ya que son comúnmente los que más interés presentan en solucionar un problema, es por ello que este estudio encaja bien con este tipo de investigación aplicada, la cual nos ayudara a poder detallar la construcción de las estructuras de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles en el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza “Collique – Comas.

DISEÑO DE INVESTIACION EXPERIMENTAL

Según Niño R. Indica que:

Experimentar define relaciones muy marcadas de causa y efecto los cuales se encargan de mostrar, contrastar, desmentir, rechazar o afirmar especulaciones y luego

de ello como producto de ello crear normas. Es por ello que se da uso generalmente en las ciencias fácticas de la naturaleza. (2011, p.33).

La presente investigación tiene un diseño experimental pero no es una investigación pura sino una (**Cuasi – experimental**), por lo que no se creara nada nuevo simplemente se alterara o manipulara la variable independiente para buscar la relación causa y efecto que se presentan entre las variables independientes y dependientes, para nuestro caso los muros de contención representan a la variable independiente lo cual aplicado a los taludes que vienen a ser la variable dependiente generaran un efecto de mejora con respecto a su estabilidad.



NIVEL DE INVESTIGACIÓN EXPLICATIVA

Para Hernández R:

Las investigaciones explicativas son más profundas en comparación con los estudios descriptivos de conceptos o de la relación entre conceptos en otras palabras: este tipo de estudios tiene como fin responder las causas de los hechos físicos y sociales. Su interés se enmarca en explicar el porqué de la ocurrencia de un fenómeno de qué manera y condiciones estas se manifiestan o porque se da la relación entre mas de una variable. (2010, p.84).

En el presente estudio se muestra un estudio explicativo por qué se va a indagar el porqué de las cosas a través la relación de causa y efecto que se dan entre las variables en estudio las cuales son: Estabilidad de taludes y muros de contención, esto a través de la prueba de sus hipótesis.

3.2 VARIABLES Y OPERACIONALIZACIÓN

Según Behar R indica que:

Una variables o variables vienen a ser los puntos de debate que se llevan a cabo entre el sujeto y grupos, la variable viene a significar; aspectos, características, cualidades que presenta un fenómeno la cual puede asumir diferentes valores. Para realizar la operatividad de una variable necesitamos establecer su valor interpretando su definición que se puedan determinar, es por ello que es beneficioso tener presente el uso de una definición nominal que no es otra cosa más que la realidad. (2008, p.53).

La siguiente investigación presenta dos variables que a continuación se explican:

Variable independiente (X): Muros de contención

Para Barros J:

“Los muros son obras de contención destinadas al sostenimiento de tierras en lo global. Específicamente pueden ser usados como soportes de contención de granos, agua y otros elementos”. (1980,p.10).

Variable dependiente (Y): Estabilidad de Taludes

Según Suarez J:

Indica a un talud como una gran masa de tierra la cual no tiene unas características planas sino más bien cuenta con una pendiente o diferencias considerables en su altura. En la literatura se denomina o conoce como un talud a aquella formación o conformación de tierra que se dio de una forma artificial y laderas aquellas elevaciones formadas naturalmente sin la intervención del hombre (1998, p.1).

3.3 POBLACIÓN (criterios de selección), MUESTRA, MUESTREO, UNIDAD DE ANALISIS.

POBLACIÓN

Para Arias F. Indica que:

Una población representa un grupo finito o infinito, compuesto por componentes que tienen características similares para las que serán extensas las deducciones de un estudio. La cual se encuentran delimitadas por aquellos objetivos señalados en la investigación y el problema. (2006, p.81).

La presente investigación está indicando como población en estudio a las viviendas ubicadas en el AH “Las lomas de Nueva esperanza” Collique – Comas. Las cuales presentan características de inestabilidad y peligro latente ante un evento sísmico o desastre natural.

MUESTRA

Para Bernal C. indica que:

Se considera una muestra a una determinada parte de una población que es separada, de la que se obtendrá realmente datos para la ejecución de la investigación y sobre la que se desarrollará la medición y observación de sus variables en estudio. (2010, p.161).

Como muestra de análisis en el siguiente estudio , se tomó a una vivienda del “Asentamiento humano las lomas de nueva esperanza” la cual fue elegida a criterio del investigador, puesto que esta presenta un mayor desnivel y peligro con relación a las otras viviendas ante un evento sísmico o desastre natural .Es por ello que se realizará el diseño de los muros los tres tipos de muros contención tomando la altura mas critica la cual corresponde a esta vivienda , para que de esa manera se pueda realizar el estudio comparativo de los muros y determinar cuál de los muros presenta una mayor estabilidad ,evaluados en las mismas condiciones con respecto a su altura y tipo de suelo.

MUESTREO

Para Gonzales R y Salazar F:

Consideran al muestreo como una estrategia de la cual se da uso, para conseguir 1 o más muestras de una determinada población. La cual se lleva a cabo cuando ya se ha definido un entorno muestral característico de la población, en seguida se lleva a cabo la separación de los componentes de la muestra mediante los diferentes tipos de muestras, según sea la situación. (2008, P.29).

En esta investigación se optó por un muestreo no probabilístico Intencional o sesgado el cual indica que los elementos serán seleccionados a criterio del investigador, lo cual amerita contar con una información previa de la población en análisis.

3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para Arias indica que: “Se entiende como recolección de datos a la acción, procedimiento o método en particular de conseguir información”. (2006, p.66).

En esta investigación se usará la observación directa como técnica de recopilación de información, la cual se aplicará sobre el terreno a ser estabilizado a través de muros de contención.

Observación de datos: Para el desarrollo de este procedimiento, se tiene que realizar una visita al campo y ver las condiciones actuales del terreno y definir la situación actual del talud.

Análisis de documentos: Para enriquecer el contenido de la presente investigación se tomará como referencia libros, artículos o tesis que guarden relación con el presente proyecto.

INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para Arias señala que:

“Se le atribuye instrumento de recolección de datos a cualquier formato o dispositivo que se encuentre en formato digital o físico, el cual nos va poder permitir obtener, registrar y guardar datos investigados” (2006, p.66).

En nuestro caso nos apoyaremos de una ficha de recolección de datos para recopilar información como alturas, longitudes, desniveles, y demás características que presente los taludes las viviendas del A.H “Las lomas de nueva Esperanza “en Collique.

VALIDEZ

Para Bernal C.: “La validez señala el nivel con que se puede deducir conclusiones en base a los resultados obtenidos” (2010, p.248). ver tabla 19.

Tabla 15. *Escala de valores de la validez.*

RANGO DE VALIDEZ	
0.53 a menos	Validez nula
0.54 - 0.59	validez baja
0.60 - 0.65	valida
0.66 - 0.71	Muy valida
0.72 - 0.99	Excelente validez
1.00	Validez perfecta

Fuente: Juntado de (padilla castro, 2014 p.74

VALIDACIÓN RACIONAL: El principio de valides racional se basa cuando los conceptos están evaluados, están consensuados y han sido aceptados. El presente trabajo se amparará a la validación racional por el motivo del covid-19 que actualmente se encuentra afectando a todo el mundo y nuestro país no es la excepción. Este es un virus mortal que afecta a cualquier persona sin distinguir edades. Esta pandemia ha causado un gran impacto en el desarrollo normal de las actividades diarias de nuestro país limitando a trabajar solo a sectores de mayor

importancia, es por ello que los laboratorios de mecánica de suelos y entidades relacionados al tema no se encuentran laborando. Hoy en día salir de nuestro domicilio representa un riesgo inminente de contagiarse del “covid – 19” ,de tal forma me veo afectado para realizar mis estudios de mecánica de suelos y seguramente mis demás compañeros y estudiantes universitarios que estén realizando algún trabajo de investigación también están siendo afectados ,es por todo ello que me amparare a la validación racional , para lo cual asumiré mis datos de mecánica de suelo de un expediente técnico del año 2019 que tiene por nombre **“CREACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE.LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV,COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO-PROVINCIA DE LIMA”** .se ha elegido este documento primero porque la estratigrafía de mi terreno en estudio y la zona donde se ejecutó el expediente técnico son muy similares ya que en ambos sitios se encuentran como materiales predominantes las gravas , arenas y limos, segundo porque la obra a realizar en el expediente técnico es el diseño de muros de contención y nuestra investigación también es referido a diseño de muros de contención y tercero por todo el respaldo y veracidad que representa un expediente técnico ya que cuenta con la aprobación de muchos profesionales. Respecto al estudio de mecánica de suelos fue realizado y aprobado por el ingeniero civil especialista en suelos ***Huamán Gamonal Ricardo identificado con número de CIP-N° 110219.*** Encargado del laboratorio ***“Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L”*** Es por todo ello que asumiré los datos de mecánica de suelo para realizar el diseño de mis muros de contención para el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza” – Collique Comas.

CONFIABILIDAD

Según Hernández, Fernández y Batista señala que: “La confiabilidad referida a un instrumento de medición, no es otra cosa mas que la acción repetida a un mismo individuo u objeto genera resultados semejantes”.(2010,p200) ver tabla 20.

Tabla 16. Escala de valor

RANGOS	MAGNITUD
0.01 a 0.20	confiabilidad nula
0.21 a 0.40	confiabilidad baja
0.41 a 0.60	confiable
0.61 a 0.80	Muy confiable
0.81 a 1.00	excelente confiabilidad

Fuente: Recopilado de (Mescua Figueroa, 2017 p.22)

En relación a la confiabilidad el documento que se está usando es un expediente técnico el cual se titula: **“CREACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE.LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO-PROVINCIA DE LIMA”**. Este documento ya ha sido revisado y aprobado por diferentes profesionales encargados del proyecto los cuales han corroborado y aprobado todo lo indicado en el presente expediente técnico. Respecto al estudio de mecánica de suelos fue realizado y validado por el ingeniero civil especialista en suelos ***Huamán Gamonal Ricardo identificado con número de CIP-N° 110219***. Encargado del laboratorio “Espinero consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L”.

3.5 PROCEDIMIENTO

El procedimiento de recolección y procesamiento de datos a seguir para el desarrollo de la presente investigación es el siguiente:

Primera Etapa: *Visita de campo*; se realiza la visita a campo, para la recolección de los datos con el instrumento previamente elaborado (ficha de recopilación de datos) diseñado para realizar la respectiva evaluación de los parámetros establecidos y características más notorias del terreno a establecer los muros de contención. Del mismo modo se realizarán 3 calicatas en puntos estratégicos para la toma de muestra para realizar el estudio de Mecánica de suelos y un levantamiento topográfico del área en estudio.

Segunda Etapa: *Trabajo de gabinete;* se realizará un análisis general de los datos recogidos en campo y del mismo modo se procederá a realizar los diferentes ensayos de laboratorio para el análisis de la muestra del suelo los cuales nos facilitará obtener criterios importantes como la capacidad portante del suelo, ángulo de cohesión, peso específico, contenido de humedad, tipo de suelo etc. Por otro lado, también se realizará los primeros análisis de los datos del levantamiento topográfico mediante el software AutoCAD y Microsoft Excel.

Tercera Etapa: *Trabajo de gabinete;* conociendo ya todos los datos del estudio de mecánica de suelos y las respectivas dimensiones del muro a diseñar, más la información adicional de algunos aspectos recogido en la visita a campo, se procederá al análisis y diseño de los muros de contención. Los cálculos se realizarán de manera manual y para la comprobación de los resultados de la estabilidad del muro se hará mediante el uso del software GEO5.

Cuarta Etapa: Seguidamente a los tres pasos mencionados se procederá a realizar la discusión de los resultados para determinar cuál de los tres muros presentan mejor trabajabilidad y factores de seguridad ante los empujes de tierra, sobrecarga y sismo. garantizando con ello una buena estabilidad del corte o talud artificial. Esto dará paso a la elección del mejor muro de contención para la zona en estudio, con lo cual se estaría cumpliendo con el objetivo general de la investigación.

3.6 MÉTODO DE ANÁLISIS DE DATOS

Para Mescua india lo siguiente:

Seguidamente de haber realizado la recolección de datos es necesario iniciar con el procesamiento y análisis de estos. Es en esta parte es donde el investigador decide como realizara el análisis de los datos y que herramientas le servirán para este análisis. El análisis de datos es un paso anterior a la interpretación de datos de los resultados, la cual dará respuesta a preguntas planteadas en la investigación y la certificación de las hipótesis. (2017 p. 46).

Para poder obtener resultados detallados de las técnicas anteriormente mencionadas se realizará un análisis de datos prácticos teniendo muy en claro la característica del terreno en estudio, donde las técnicas podrán ser fácilmente identificadas. Después de la recolección previa de todos los datos de la zona donde se establecerá el muro de contención y teniendo bien presente los estudios de mecánica de suelos y el levantamiento topográfico, pasaremos a realizar el análisis

previo de cada muro de contención todos estos considerando una misma altura para los tres muros para evaluar de esa manera la eficiencia de cada uno de ellos en base a sus factores de seguridad y a una sola altura para que no allá desventajas, los cálculos se realizarán de manera manual y se comprobara su estabilidad con el software "GEO5" . De esta manera se podrá determinar el muro que presente una mayor estabilidad.

3.7 ASPECTOS ÉTICOS

En el presente informe de investigación el autor impulsado por los valores personales que practica como son el respeto, sinceridad, honestidad, y compañerismo. está respetando todos los derechos de autoría de libros, artículos, trabajos de investigación, y otras tesis que contribuyan para el mejor desarrollo de la presente investigación, Todas las citas y referencias fueron correctamente referenciadas según lo que indica el ISO 690 - 2.

IV. RESULTADOS

1.- Validación racional: El principio de validación racional se basa cuando los conceptos están evaluados, están consensuados y han sido aceptados. El presente trabajo se amparará a la validación racional por el motivo del covid-19 que actualmente se encuentra afectando a todo el mundo y nuestro país no es la excepción. Este es un virus mortal que afecta a cualquier persona sin distinguir edades. Esta pandemia ha causado un gran impacto en el desarrollo normal de las actividades diarias de nuestro país limitando a trabajar solo a sectores de mayor importancia, es por ello que los laboratorios de mecánica de suelos y entidades relacionados al tema no se encuentran laborando. Hoy en día salir de nuestro domicilio representa un riesgo inminente de contagiarse del “Covid – 19” ,de tal forma me veo afectado para realizar mis estudios de mecánica de suelos y seguramente mis demás compañeros y estudiantes universitarios que estén realizando algún trabajo de investigación también están siendo afectados ,es por todo ello que me amparare a la validación racional , para lo cual asumiré mis datos de mecánica de suelo de un expediente técnico del año 2019 que tiene por nombre **“CREACIÓN DE MURO DE CONTENCION EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE.LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV,COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO-PROVINCIA DE LIMA”** .se ha elegido este documento primero porque la estratigrafía de mi terreno en estudio y la zona donde se ejecutó el expediente técnico son muy similares ya que en ambos sitios se encuentran como materiales predominantes las gravas , arenas y limos, segundo porque la obra a realizar en el expediente técnico es el diseño de muros de contención y mi investigación también es referido a diseño de muros de contención y tercero por todo el respaldo y veracidad que representa un expediente técnico ya que cuenta con la aprobación de muchos profesionales. Es por todo ello que asumiré los datos de mecánica de suelo para realizar el diseño de mis muros de contención para el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza” – Collique Comas. Respecto al estudio de mecánica de suelos fue realizado y aprobado por el ingeniero civil especialista en suelos **Huamán Gamonal Ricardo identificado con número de CIP-N° 110219**. Encargado del laboratorio “Espinara consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L

2.- UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El “Asentamiento humano las lomas de nueva esperanza” se encuentra ubicado en el lado este del distrito de Comas, el cual es un pueblo joven en desarrollo y necesita con urgencia asesoramiento técnico para realizar construcciones estables. Ver figura 37.



Figura 37. A.H “ Las lomas de nueva esperanza “– Collique –Comas.

Fuente: Elaboracion propia

2.1.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

La zona en estudio presenta desniveles considerables, pendientes, quebradas que en algún momento pasaron huaycos y que ahora son lugar de establecimiento de muchas viviendas. El clima en el distrito de Comas es subtropical árido (caluroso, húmedo y sin lluvias regulares, cálido en verano y templado en invierno. La temperatura en el día 22.1 °C; y por las noches presenta una variación aproximada a los 6 C°.

Limitaciones:

Norte: Con el distrito de Caraballo.

Nor oeste: Con el distrito de Puente Piedra.

Sudeste: Con el distrito de Los Olivos.

Sur: Con el distrito de Independencia.

Por el Este: Con el distrito de San Juan de Lurigancho

3.- TRABAJOS DE CAMPO

Se procedió a dirigirse al lugar del estudio para realizar las respectivas calicatas y el levantamiento topográfico. Para el presente estudio se realizaron 2 calicatas de 1.5m x 1.5m y una altura máxima de 150, en ninguna de las excavaciones se observó nivel freático. El recojo de las muestras se realizó siguiendo la norma NTP 339.151 (ASTMD4220), luego se procedió a identificación del material según la norma NTP338.150 (ASTM D- 2488).ver figura 38.



Figura 38. Excavacion d elas respctivas calicatas en la zona de estudio.

Fuente :Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L

3.1.- ESTUDIOS PREVIOS

3.1.1- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Respecto al estudio de mecánica de suelos fue realizado y aprobado por el ingeniero civil especialista en suelos **Huamán Gamonal Ricardo identificado con número de CIP-N° 110219**. Encargado del laboratorio “Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L” En proyectos de diseños de muros de contención es muy importante la realización de un estudio de mecánica de suelos para determinar la estratigrafía, capacidad portante, ángulo de fricción y mas datos que son esenciales en proyectos de contención de masas.

3.1.2.- ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Con el estudio topográfico lo que se busca es delimitar bien la zona donde se establecerá el muro de contención, determinar alturas y longitudes para luego ser analizadas y definir el terreno, también nos ayudará para tener en cuenta si hay zonas donde necesitaremos realizar relleno y zonas donde tenemos que cortar.

4.- ENSAYO DE LABORATORIO

Con las muestras extraídas y con el único fin de poder determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, se ha procedido a realizar los siguientes ensayos de laboratorio.

- Ensayo de análisis granulométrico por tamizado ASTM D422
- Ensayos de límites de consistencia ASTM D4318
- Contenido de humedad
- Clasificación de suelos SUCS ASTM D2487
- Ensayos químicos
 - Sales solubles totales NTP 339.152/2002
 - Sulfatos NTP 339.178
- Ensayo de corte directo ASTM D3080
- Ensayo de densidad de campo

Todos estos ensayos se encuentran en la parte de anexos revisar.

4.1.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Se elaboró el perfil estratigráfico representativo donde se realizará la ejecución de los muros de contención, de acuerdo a ellos se determinó que existe la predominancia de un solo tipo de suelo. Ver tabla 17.

Tabla 17: Estratigrafía de la zona del estudio

Calicata 1	Grava limosa con arena, posee un 21.3% en promedio de material fino menor de 0.074 mm (malla N° 200), 34% de arena y 44.7% de grava y tiene una consistencia no plástica. En su estado natural se presenta poco húmedo y suelto, de color beige claro.
Calicata 2	Grava limosa con arena, posee un 21.7 % en promedio de material fino menor de 0.074 mm (malla N° 200), 29.5% de arena y 48.8% de

	grava y tiene una consistencia no plástica. En su estado natural se presenta poco húmedo y compacto , de color beige claro.
--	---

Fuente: Espinar consultores laboratorio d esuelos , concreto y asfalto E.I.R.L

Según el CISMID :”En su informe de microsonificación sísmica en el distrito de comas del año 2011 señala que en el la zona este los materiales que se encuentra son:alternancias de material gravoso y arenoso y rrelleno superficiales de variable espesor.pp.15”

4.2.- CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Los suelos se han clasificado de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Ver tabla 18.

Tabla 18 .Excavacion de las respettivas calicatas en la zona de estudio

Creación de muro de contención	suelo natural	suelo natural
Calicata	1	2
Muestra	M - 1	M - 1
Prof. (m)	1.5	1.5
%Grava	44.7	48.8
%Arena	34	29.5
%Finos	21.3	21.7
Límite líquido (%)	NP	NP
Límite plástico (%)	NP	NP
índice de plasticidad (%)	NP	NP
Clasificación SUCS	GM	GM

Fuente :Espinar consultores laboratorio d esuelos , concreto y asfalto E.I.R.L

4.3.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Se realizó el análisis de la cimentación para el área estudiada y se propone la capacidad de carga admisible y la magnitud de los posibles asentamientos.

El material presente en la zona de cimentación, es un material arenoso bien graduado con limo y grava, se realizó ensayo de corte directo obteniéndose los siguientes resultados.

4.3.1.- TIPO DE CIMENTACIÓN

La profundidad mínima de cimentación para las estructuras de reforzamiento (vigas de cimentación y zapatas proyectadas es de 1.50 m, para los cimientos corridos se considera 1.20.

Es por ello que por la magnitud de las cargas transmitidas se recomienda utilizar para las cimentaciones en base a vigas de cimentación, zapatas y cimientos corridos.

4.6.- CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

En el presente , trabajo se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga en el cual se ha determinado características geométricas asumidas.se ha calculado la capacidad admisible de carga para el área en estudio en base a las características del suelo , para tal situación se ha hecho uso del criterio de Terzagui – Pecó (1967), modificada por BASIC (1973).con insumos correspondientes a los parámetros de resistencia, para los cuales se es considerado el siguiente resultado “ ϕ “ igual a 33.1° condiciones y cohesión 0.00. El $Q_{adm} = Q_u / FS$ donde para condiciones estáticas el valor de $F_s = 3$ y para condiciones dinámicas el $F_s = 2$ por lo que finalmente la capacidad ultima queda expresada por la siguiente ecuación.

Capacidad de carga última:

$$q_c = c' * N_c + G_m * D_f * N_q + 0.5 * G_m * B * N_g$$

capacidad admisible:

$$q_{adm} = q_c / FS$$

donde:

q_c = carga última

q_{adm} =capacidad admisible

N_c, N_q, N_g = Factores de capacidad de carga

Conociendo los valores de la densidad de campo y el tipo de suelo se puede encontrar el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) y con este los factores de capacidad de carga, y cuyos resultados obtenidos son.

Ángulo de fricción interna (ϕ) = **33.1°**

Cohesión = 0, Es sabiendo este ángulo de fricción que se determina los valores adimensionales de $N_c = 48.09$, $N_q = 32.23$, $N_g = 31.94$ para el cálculo de la capacidad de carga.

4.7.- RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El presente cuadro indica los resultados del ensayo por corte directo brindado por el estudio de mecánica de suelos, los demás resultados se encuentran en la parte de anexos. Ver tabla 19.

Tabla 19 . Resultados del ensayo de corte directo

Resultados de ensayo de corte directo			
C - 01 / M - 1			
Espécimen N°	I	II	III
Diámetro de anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de la muestra (cm)	2.41	2.41	2.41
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.782	1.782	1.782
Densidad seca inicial (gr /cm ³)	1.673	1.673	1.673
Cont. De humedad inicial (%)	6.5	6.5	6.5
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.370	2.360	2.350
Altura final de la muestra (cm)	2.35	2.33	2.32
Densidad húmeda fina (gr/cm ³)	2.374	2.083	2.092
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.713	1.724	1.738
Cont. De humedad final (%)	21.0	20.8	20.4
Esfuerzo normal (gr/cm ²)	0.5	1	1.5
Esfuerzo de corte máximo (gr/ cm ²)	0.329	0.655	0.982
Ángulo de fricción interna	33.1°		
Cohesión (gr/cm³)	0.000		

Fuente :Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L

4.8.- CAPACIDAD DE TERSAGUI A DIFERENTES ALTURAS

Se indicaa contiucion ,Ver la tabla 20 y 21.

Tabla 20 .capacidad para una profundidad de desplante de 1m.

Profundidad de desplante : Df (mts)	1.0
Peso volumetrico del suelo : Gm (ton/m ³)	1.85
cohesion del suelo: C ; (ton/m ²)	0.00
Angulo de friccion interna del suelo: Fi (grados)	33.00
Ancho o radio del cimientto : B ó R (mts)	1.0
Tipo de suelo:1- Arcilloso firme / 2- Arcilloso blanco / 3 - Arenoso	3.0
Fator de seguridad :FS;(35/30/25)	3.00

Fuente :Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L

Calculos y resultados:

Factores dependientes del angulo de friccion:Para suelo Arcilloso blando o arenoso:

Factor de cohesión Nc =	48.09
Factor de sobrecarga Nq =	32.23
Factor de peso NG =	31.94

$$C' = 2/3c = 0.00$$

$$N'c = 2/3N'c = 32.06$$

$$N'q = 2/3N'q = 21.49$$

$$N'g = 2/3N'g = 21.29$$

Para todo cimientto: Capacidad de carga ultima qc:

$$qc = c' * N'c + Gm * Df * N'q + 0.5 * Gm * B * N'g$$

Capacidad de carga admisible;qa:

$$qa = qc / FS$$

$$c' * N'c = 0.0$$

$$g * Df * N'q = 39.8$$

$$0.5 * g * B * N'g = 19.7$$

$$qc. (ton/m^2) = 59.4$$

$$qa = (ton/m^2) = 19.8$$

Tabla 21: Capacidad para una profundidad de desplante de 1.5m.

profundidad de desplante. Df (mts) :	1.5
Peso volumétrico del suelo : Gm (ton/m3)	1.85
cohesión del suelo: C ; (ton/m2)	0.00
Angulo de fricción interna del suelo , Fi (grados):	33.00
Ancho o radio del cimiento : B ó R (mts):	1.5
Tipo de suelo:1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blanco / 3 - Arenoso	3.00
Factor de seguridad :FS;(35/30/25)	3.00

Fuente: Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L

Calculo y resultados: Factores dependientes del angulo de friccion:Para suelo Arcilloso blando o arenoso:

Factor de cohesión Nc =	48.09
Factor de sobrecarga Nq =	32.23
Factor de peso NG =	31.94

$$C' = 2/3c = 0.00$$

$$N'c = 2/3N'c = 32.06$$

$$N'q = 2/3N'q = 21.49$$

$$N'g = 2/3N'g = 21.29$$

Para todo cimiento: Capacidad de carga ultima qc:

$$qc = c' * N'c + Gm * Df * N'q + 0.5 * Gm * B * N'g$$

Capacidad de carga admisible;qa:

$$qa = qc / FS$$

$$c' * N'c = 0.0$$

$$g * Df * N'q = 79.5$$

$$0.5 * g * B * N'g = 49.2$$

$$qc. (ton/m^2) = 128.7$$

$$qa = (ton/m^2) = 42.9$$

4.9.- ANALISIS QUÍMICO

Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento, respectivamente, y las sales solubles totales por su acción mecánica sobre el cimiento, al ocasionarle asentamientos bruscos por lixiviación. De los resultados de los ensayos químicos, se puede concluir que la exposición de sulfatos es insignificante. De los resultados de sales solubles totales se concluye que no es perjudicial, lo cual no genera pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación por lo cual se concluye que el área donde se realizará el desplante del muro se encuentra con

insignificantes concentraciones de sulfatos , lo cual indica que se puede usar cualquier tipo de cemento .ver tabla 22.

Tabla 22. *Analisis fisico químico.*

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO			
OBRA:	(ASTM E 275 / AASHTO T - 290 / MTC E 219 /ASTM D 1888)		
	LABORATORIO DE CANICA DE SUELOS , CONCRETO Y ASFALTO		
	CREACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV.COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO - PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA.		
MATERIAL :	SUELO - EXISTENTE		
UBICACIÓN :	San Juan de Lurigancho - Lima - Lima	FECHA:	21/09/2019
DATOS DE LA MUESTRA			
Calicata :	0.1		
Muestra :	M - 01		
Prof. (m) :	0.00 - 1.50		
ANALISIS DE: SUELO EXISTENTE	SULFATOS (SO4)	SALES SOLUBLES TOTALES	
	ASTM E 275	MTC E 219	
	AASHTO T-290	ASTM D1888	
	(ppm)	(ppm)	
MATERIAL: Suelo Existente	148	211	
Observaciones:			

Fuente: Espinar consultores laboratorio de suelos , concreto y asfalto E.I.R.L

4.10.- CONTENIDO DE HUMEDAD

Respecto al contenido de humedad de acuerdo a los resultados se obtubo que el suelo presenta un 3.1%. cuya tabla se encuentra en la parte de anexos, revisar.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTANCIÓN Y PARAMETROS SISMICOS.

4.11.- CONDICIÓN DE CIMENTACIÓN

- Tipo de cimentación: vigas de cimentación, cimientos corridos, zapatas reforzadas
- Estrato de apoyo de la cimentación: Grava con limo y arena (GM)
- Profundidad mínima de cimentación 1.50m
- Presión admisible del terreno 1.89 kg/cm²
- Factor de seguridad a corte 3.00
- Asentamientos máximos aceptables. 1 cm
- Agresividad del suelo: insignificante
- Parámetros de diseño de la cimentación: $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 33.1^\circ$

Resumen de parámetros sísmicos:

1.- sistema estructural sísmo resistente

2.- coeficientes sísmicos:

De zona Z (g) = 0.45

De uso U 1.15

De suelo S = 1.00 $T_p = 0.4 \text{ seg.}$

5.- ESTUDIO TOPOGRÁFICO

En la primera visita a campo se pudo determinar mediante un levantamiento topográfico el área donde se establecería el muro de contención esta área indica que el muro tiene que tener una $H = 5 \text{ m}$ y un largo $L = 8 \text{ m}$ para cubrir toda el área del terreno de la vivienda que necesita su muro de contención.

Teniendo muy en claro y conociendo todos los datos necesarios respecto a la mecánica de suelos y topografía se pasará a realizar el diseño de los tres muros de contención los cuales son muros de gravedad, gaviones y voladizo los tres muros serán diseñados para cubrir una misma altura y un mismo largo. Ver figura 39.

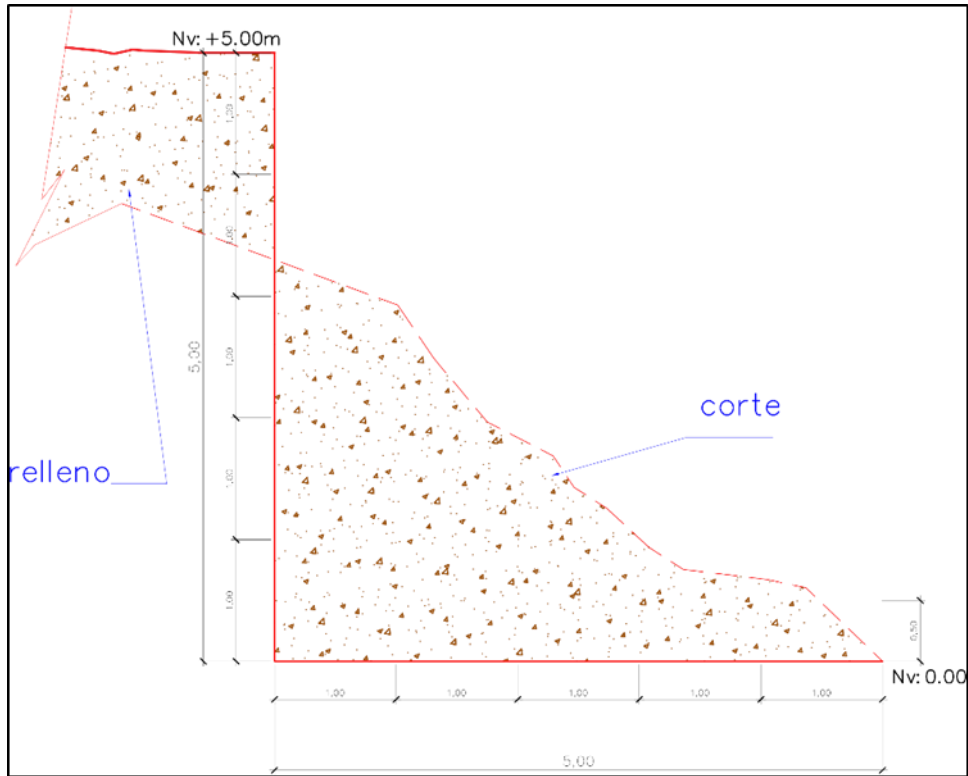


Figura 39. sección transversal del área donde se establecerá el muro.

Fuente : Elaboración propia.

6.- DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION DE GRAVEDAD DE 5m DE ALTURA.

El presente muro de gravedad será diseñado en el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza, Collique” con el fin de poder brindar estabilidad al corte que presenta una vivienda de esa zona, en la que se tiene una altura de 5m y una longitud de 8m de largo.

1.- DIMENSIONAMIENTO DEL MURO.

Para el dimensionamiento del muro tenemos en cuenta las siguientes aproximaciones: estas consideraciones se tomaron del libro de Braja.M Das-fundamentos de la ingeniería geotécnica.

Corona: $C = H / 12 \geq 30 \text{ cm}$	$C = 0.5 \text{ m}$
Altura de zapata: $H_z = H / 8 - H / 6$	$H_z = 0.75 \text{ m}$
Base total del muro: $B = 0.5 H - 0.7 H$	$B = 3.30 \text{ m}$
Base central: $B_1 = B - (P+T)$	$B_1 = 1.25 \text{ m}$
Punta: $P = 0.17 * H$, Talón: $T = B - (b_1 + P)$	$P = 0.80 \text{ m}$; $T = 1.25$

DATOS DEL DIMENCIONAMIENTO DEL MURO					
C (m)	B1 (m)	B (m)	T (m)	hz (m)	H (m)
0.5	2	3.30	0.5	0.75	5
C1 (m)		HR (m)	P (m)	HP (m)	h (m)
1.25		0.75	0.8	4.25	1.5

Muro de gravedad a diseñar con el trasdos recto, ver figura 40.

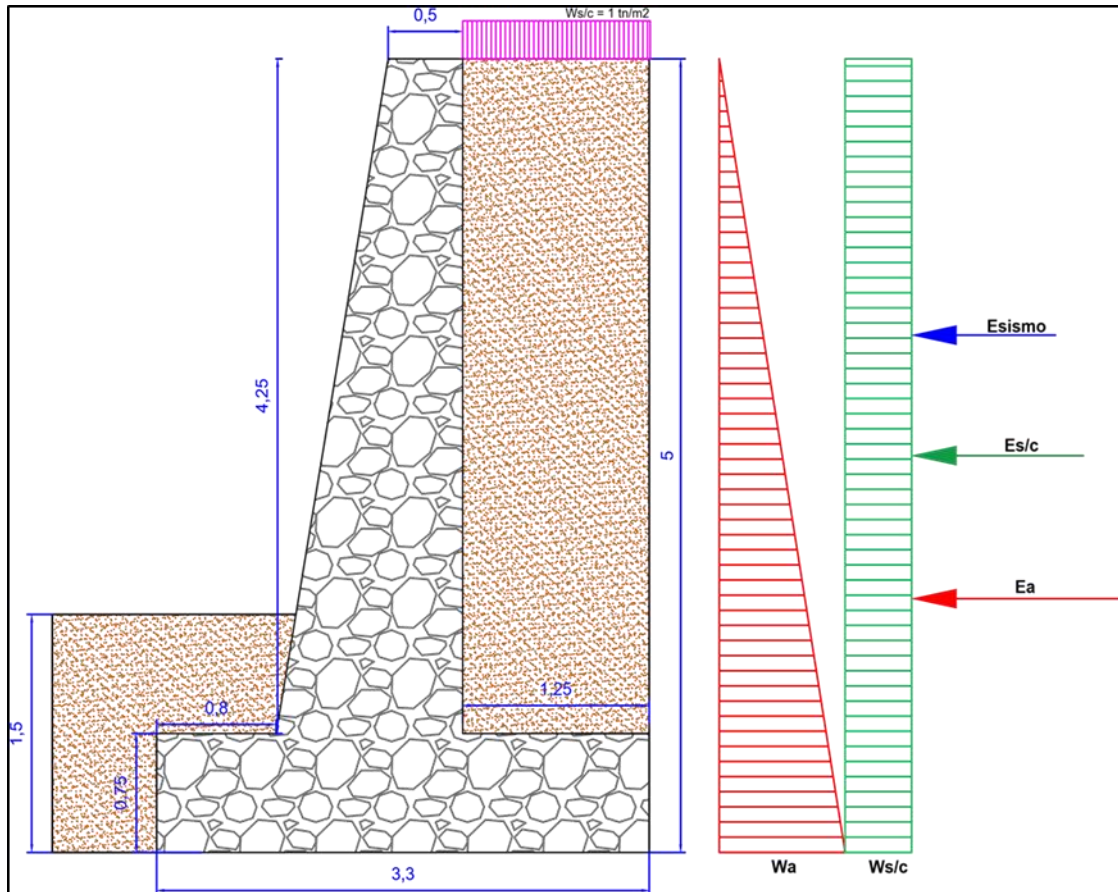


Figura 40. Dimensiones del muro de gravedad.

Fuente: Elaboración propia.

DATOS DEL PROYECTO								
f'c (kg/cm ²)	Ys (tn/m ³)	Qadm (kg/cm ²)	ka	kp	ws/c (tn/m ²)	Ø	u	Yc (tn/m ³)
175	1.85	1.98	0.29	3.41	1	33.1	0.65	2.4

Para el cálculo de Ka y Kp se hizo uso de las ecuaciones de Rankine:

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

$$K_a = \tan(45 - 33.1/2) ^2$$

$$K_a = \mathbf{0.29}$$

$$K_a = \tan(45 + 33.1/2) ^2$$

$$K_p = \mathbf{3.41}$$

a) Altura del sobre carga:

$$H_s = W_s/c./ \gamma_s$$

$$H_s/c = 1/1.85 = 0.54 \text{ m}$$

b) Peso de la sobrecarga:

$$H_s/c = K_a * \gamma_s * h_s * h$$

$$H_s/c = 0.29 * 1.85 * 0.54 * 5 = 1.45 \text{ tn/m}$$

c) Análisis Pseudo - Dinámico:

Para esto aplicaremos las indicaciones que nos dan el método de Mononobe - Okabe. Sabiendo la ubicación de nuestro proyecto determinamos la aceleración del suelo según el mapa sísmico que presenta nuestro país el cual ubica a las zonas costeras con una aceleración de $A_0 = 0.45$, la cual usaremos para nuestro análisis puesto que el proyecto se encuentra en el departamento de Lima distrito de comas.

Sabiendo que $\beta = 0$ se tiene: $\beta < \phi - \theta$

$$\Theta = \arctang\left(\frac{K_{sh}}{1 - K_{sv}}\right) \quad k_{sh} = 0.5 * A_0 \quad ; \quad k_{sv} = 0.5 * k_{sh}$$

$$K_{sv} = 0.113$$

$$K_{sh} = 0.225$$

$\Theta = 14^\circ$, reemplazando valores en la siguiente ecuación se tiene:

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \theta - \phi)}{\cos\theta * \text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \theta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = \mathbf{0.46}$$

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

$$\Delta DE_a = 9.44 \text{ tn /m}$$

$$E_a = 6.71 \text{ tn/m}$$

Sabiendo que el : **Empuje Sísmico = (ΔDE_a) - E_a**

$$E. \text{ Sísmico} = 7.66 \text{tn} - 6.69 \text{ tn}$$

$$E. \text{ Sísmico} = 2.73 \text{ tn}$$

$$\text{Momento por sismo} = 2.73 * (2/3 * 5) = \mathbf{9.1 \text{ tn-m}}$$

2.- DETERMINAMOS LOS RESPECTIVOS EMPUJES DEL SUELO

$$K_a = 0.294$$

$$E_a = 6.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_p = 3.406$$

$$E_p = 7.08 \text{ kg / cm}^2$$

3.- FUERZAS Y MOMENTOS QUE ACTÚAN SOBRE LA ESTRUCTURA

FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILISADORES				
DESCRIPCIÓN	CARGA	PESO (tn)	BRAZO (m)	MOMENTOS (tn-m)
Relleno	w1	9.83	2.68	26.29
	W2	1.11	0.40	0.44
Estructura	P1	5.10	1.80	7.97
	P2	3.83	1.30	3.83
	P3	5.94	1.65	8.10
Empuje pasivo	Ep	7.08	0.5	3.54
sobrecarga	Ws/c	1.75	2.38	4.16
	$\Sigma.FV. =$	27.10		$\Sigma Me =$ 57.70

FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILISADORES				
DESCRIPCIÓN	CARGA	PESO (tn)	BRAZO (m)	MOMENTOS (tn-m)
Empuje por S/C	Ws/c =	1.45	2.5	3.63
Empuje activo	Ea =	6.71	1.67	11.18
Empuje por sismo	E.sism =	2.73	3.33	9.10
	$\Sigma Fh. =$	8.16		$\Sigma.Mv =$ 14.98
Con sismo	$\Sigma Fh. =$	10.90		$\Sigma Mv =$ 23.94

4.- VERIFICAMOS LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA A VUELCO Y DESLIZAMIENTO

Según el RNE en la E-050 (suelos y cimentaciones).” indica que los valores para un análisis estático de vuelco y deslizamiento tienen que ser mínimo **1.5** y en condición Pseudo -Dinámica mínimo **1.25**. para vuelco y deslizamiento” pp,458.

Se requiere un $FS \geq 2$ para ser conservadores en caso que no supere o iguale este valor sea sumirá lo requerido por el RNE.

4.1.- VERIFICACIÓN POR VUELCO

a) Factor de seguridad sin considerar la carga de sismo:

$$FSv = Me / Mv \quad \mathbf{FSv = 3.90} \quad \text{cumple}$$

b) Factor de seguridad considerando la carga de sismo: A la sumatoria del cuadro de fuerzas y momentos se le adicione la fuerza por sismo obteniendo este factor de seguridad.

$$FSv = Me / Mv \quad \mathbf{FSv = 2.40} \quad \text{cumple}$$

4.2.- VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

Se requiere un $FS \geq 1.5$ en condiciones estáticas.

$$u = 2/3 * \tan \phi \quad Fr = \sum Fv * u + Ep$$

$$u = 0.45 \quad Fr = 18$$

a) Factor de seguridad sin considerar la carga de sismo:

$$FSd = Fr / Mv \quad \mathbf{FSv = 2.40} \quad \text{cumple}$$

b) Factor de seguridad considerando la carga de sismo: A la sumatoria del cuadro de fuerzas y momentos se le adicione la fuerza por sismo obteniendo este factor de seguridad.

$$FSd = Fr / Mv \quad \mathbf{FSv = 1.8} \quad ; \text{ cumple}$$

5.- UBICACIÓN DE LA RESULTANTE

Determinamos la distancia de la resultante:

$$\mathbf{R = 28.30 \text{ tn/m}}$$

$$\mathbf{X = (Me - Mv) / \sum Fv} \longrightarrow \mathbf{X = 1.58 \text{ m}}$$

$$\text{Sabemos que: } \mathbf{e = B/2 - X} \longrightarrow \mathbf{e = 7\text{cm}} \quad ; \text{ cumple}$$

$\mathbf{e \leq B/6} \longrightarrow \mathbf{B/6 = 55 \text{ cm}}$, con la presencia del sismo nuestro nuevo valor de $X = 1.24\text{m}$ y el valor de nuestro $e = 0.41\text{m}$, por lo cual este valor también es menor que : $\mathbf{e = 0.41\text{m} < B/6 = 0.55 \text{ m}}$

6.- ESFUERZOS EN EL TERRENO

$$q_{\max} = 9.2 \text{ tn/m}^2 \longrightarrow q_{\max} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\min} = 7.20 \text{ tn/m}^2 \longrightarrow q_{\min} = 0.72 \text{ kg/cm}^2$$

En el dato del estudio de mecánica de suelos nos indican que:

$$q_{\text{adm}} = 1.98 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo tanto, } q_{\max} < q_{\text{adm}}, \quad ; \text{ cumple.}$$

7.- VERIFICAMOS LOS REFUERZOS POR CORTE Y FLEXIÓN EN EL MURO

Para esto realizamos un corte en la zona de la punta del muro, talón y en la base del muro donde los esfuerzos son mayores. Para lo cual se hará uso del método o diseño por servicio aplicado a concretos de baja resistencia y sin acero.

7.1- VERIFICACIÓN EN EL CORTE 1-1 DE LA PUNTA DEL MURO: se procede a realizar la verificación a cortante de la parte de la punta del muro, ver figura 41.

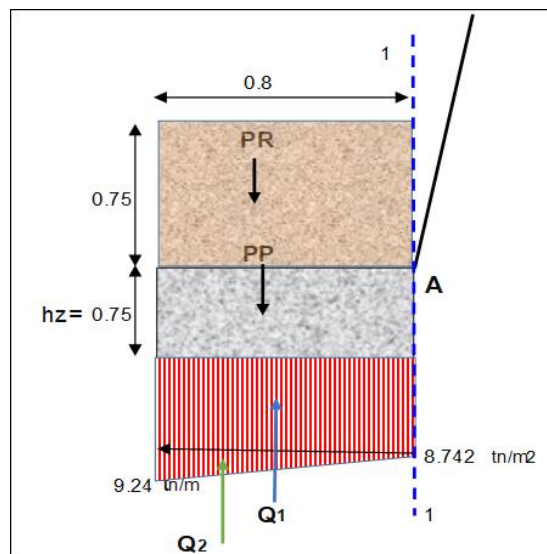


Figura 41. corte en la sección de la puntera del muro.

Fuente: elaboración propia

a.- Verificación por corte:

Sabiendo que:

$$V_{\text{adm.}} = 0.53\sqrt{f'c} \longrightarrow V_{\text{adm.}} = 7.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Corte 1-1 : } V_{1-1} = 8.74 \text{ tn}$$

	CARGA	BRAZO	MOMENTO
PP	1.44	0.4	0.58
PR	1.11	0.4	0.44
QI	6.99	0.4	2.80
Q2	0.2	0.53	0.11
Q =	4.64	M =	1.88

$$Q_u = (q_1 + q_2 - p_p - p_r) \longrightarrow Q_u = 4.64 \text{ tn} \quad ; \quad Q_u = 4642.74 \text{ kg}$$

$$V_c = Q_u / b * h_z \longrightarrow V_c = 0.62 \text{ kg/cm}^2$$

Como $V_c < V_{c\text{adm}}$ cumple

b.- Verificación por flexión:

$$F_{t\text{adm}} = 1.06 * \sqrt{f'c} \longrightarrow F_{t\text{adm}} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = (M_{Q2} + M_{Q1}) - (M_{pp} + M_{pr})$$

$$M_u = 1.88 \text{ tn-m}$$

$$\text{Esfuerzo a compresión - Corte (1-1)} = \frac{M * Y}{I} \leq 0.45 f'c$$

$$Y = h_z/2 \qquad I = \frac{1}{12} * b * h_z^3$$

Donde:

I = inercia del área de análisis

b = 100 cm (distancia de análisis)

Y = altura de la zapata entre 2

$$\text{Esf.Comp.}(1-1) = 20.1 \text{ tn/m}^2 \leq 78.8 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor del esfuerzo compresión en esa zona es:

$$20.1 \text{ kg/cm}^2 \leq 78.8 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{cumple}$$

7.2.- VERIFICACIÓN EN EL CORTE (3-3) DE LA PARTE DEL TALÓN DEL MURO

Se realizó la verificación cortante de la parte del talón del muro. Ver figura 42.

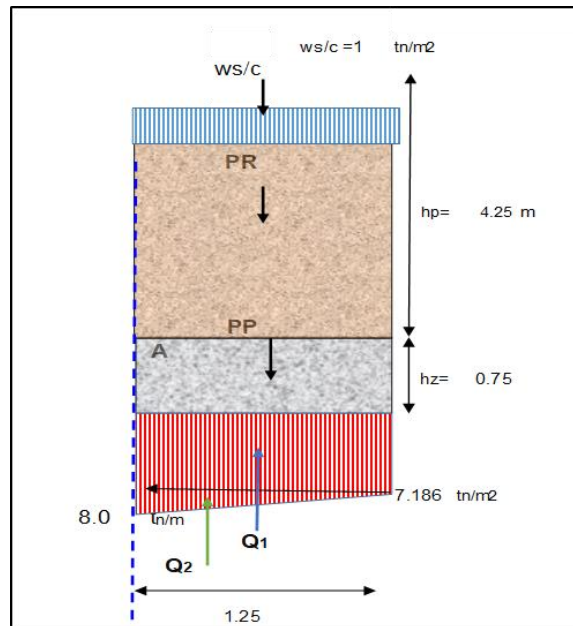


Figura 42. corte 2-2 en la parte del talón del muro.

Fuente: elaboración propia

a).- Verificación por corte:

Sabiendo que:

$$V_{\text{cadm.}} = 0.53\sqrt{f'c} \longrightarrow V_{\text{cadm.}} = 7.01 \text{ kg/cm}^2$$

Corte 3-3: V 3-3 = 0.80 kg/cm²

	CARGA	BRAZO	MOMENTO
PP	2.25	0.625	1.41
ws/c	1.25	0.625	0.78
PR	9.83	0.625	6.14
Q1	7.70	0.625	4.81
Q2	0.49	0.42	0.20
Q =	3.86	M =	2.51

$$Q_u = (pp + ws/c + Pr) - (q_1 + q_2)$$

$$Q_u = 3.86 \text{ tn}$$

$$Q_u = 3859.09 \text{ kg}$$

$$V_c = Q_u / (b \cdot h_z) \longrightarrow V_c = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor del: $V_c < V_{\text{cadm}}$; cumple

b).- Verificación por flexión:

$$F_{tadm} = 1.06 * \sqrt{f'c} \longrightarrow F_{tadm} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = (MQ_2 + MQ_1) - (M.PP + M_{pr})$$

$$M_u = 2.51 \text{ tn-m}$$

$$\text{Esfuerzo a compresión - Corte (1-1)} = \frac{M * Y}{I} \leq 0.45 f'c$$

$$Y = hz/2 \quad I = \frac{1}{12} * b * hz^3$$

Donde:

I = inercia del área de análisis

b = 100 cm (distancia de análisis)

Y = altura de la zapata entre 2

$$\text{Esf.Comp.(3-3)} = 26.8 \text{ tn/m}^2 \leq 78.8 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor del esfuerzo a compresión en esa zona es:

$$2.68 \text{ kg/cm}^2 \leq 78.8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

De igual manera se realiza para la parte de la pantalla del muro en la cual se analizará la parte de su base puesto que es ahí donde los esfuerzos son mayores de tal manera que si cumple con las respectivas evaluaciones en las demás secciones de la pantalla cumplirá sin problemas

8.3 - VERIFICACIÓN EN EL CORTE (2-2) DE LA PARTE DE LA BASE DE LA PANTALLA DEL MURO

a).- Verificación por corte:

$$V_{cadm.} = 0.53\sqrt{f'c} \longrightarrow V_{cadm.} = 7.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = E_a + E_s/c = 8.17 \text{ tn} \longrightarrow Q_U = 8174.13 \text{ kg}$$

$$V_c = Q_u / b * hz \longrightarrow V_c = 1.09 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $V_c < V_{cadm}$. cumple

b) .- Verificación por flexión:

$$F_{tadm} = 1.06\sqrt{f'_c} \longrightarrow F_{tadm} = 14 \text{ k g/cm}^2$$

$$M_u = E_a * 1/3 H_p + E_s/c * 1/2 HP$$

$$M_u = 12.6 \text{ tn-m}$$

$$\text{Esfuerzo a compresión - Corte (2-2)} = \frac{M * Y}{I} \leq 0.45 f'_c$$

$$Y = hz / 2 \quad I = \frac{1}{12} * b * hz^3$$

Donde:

I = inercia del área de análisis

b = 100 cm (distancia de análisis)

Y = altura de la zapata entre 2

$$\text{Esf.Comp.(2-2)} = 48.5 \text{ tn/m}^2 \leq 78.8 \text{ kg/ cm}^2$$

Como: $4.85 \text{ kg/ cm}^2 \leq 78.8 \text{ kg / cm}^2$ cumple

NOTA : Considerando el empuje generado por la carga de sismo:

$$M_u = 20.40 \text{ tn-m}$$

$$\text{Esfuerzo a Compresión (2-2)} = 26.6 \text{ kg/ cm}^2 \quad 78.8 \text{ kg / cm}^2 \text{ cumple}$$

El análisis del muro en el software GEO5 se encuentra en la parte de anexos revisar.

7.- DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE 5 m DE ALTURA

El presente muro en voladizo será diseñado en el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza con el fin de poder brindar estabilidad al corte que presenta una vivienda de esa zona, presentando una altura de 5m y una longitud de 8m de largo.

1.- DATOS DEL PROYECTO

DATOS DEL DISEÑO		
Factor de seguridad de deslizamiento	FSD =	1.5
Factor de seguridad de volteo	FSV =	2
Angulo de fricción interna	(ϕ) =	33.1
Coeficiente de empuje activo	(Ka) =	0.29
Coeficiente de fricción de deslizamiento	(u) =	0.65
Capacidad portante	(Gt) kg/cm ² =	1.98
Peso específico del suelo	(Ys) kg/cm ² =	1.85
Peso del muro de concreto	(Yc) kg/cm ² =	2.4
Altura de la pantalla	(Hp) =	4.2
Altura total	(H) =	5
Resistencia del concreto	(F'c) kg/cm ² =	210
Resistencia del acero	(Fy) kg/cm ² =	4200
Altura de carga	(Hq) m =	0.54
Sobrecarga	(S/C) ton/m ² =	1

2.- DIMENSIONAMIENTO DEL MURO.

Desacuerdo a la figura 43 empezaremos a asumir los primeros valores tomando como referencia los datos que nos brinda Braja.M Das-en su libro de Fundamentos de la ingeniería geotécnica, el cual maneja estos valores para poder asumir valores de las dimensiones del muro.

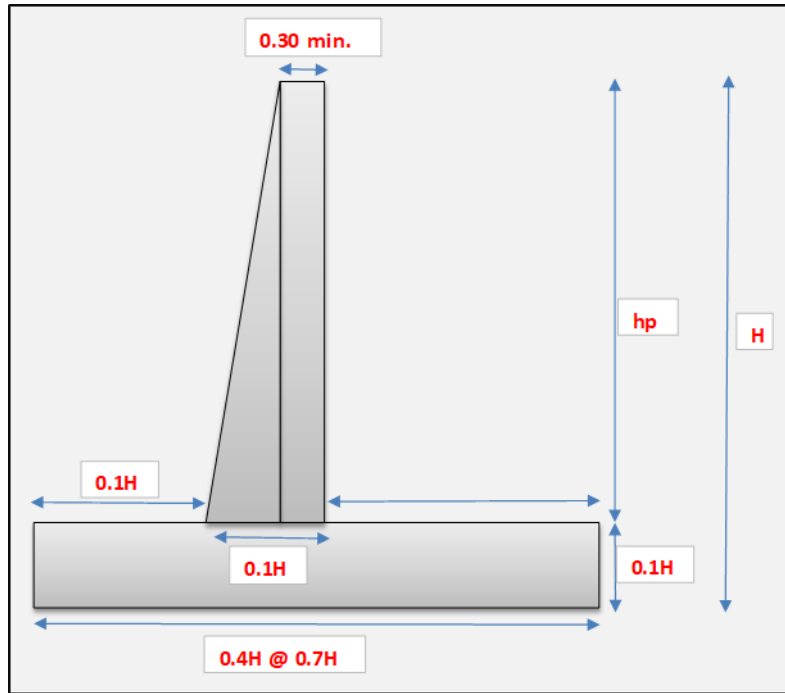


Figura 43. Dimensiones de un muro en voladizo sugerida por Braja M.Daz.

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones finales asumidas para el muro en base a su altura y las fuerzas que actúan sobre el muro. Ver figura 44.

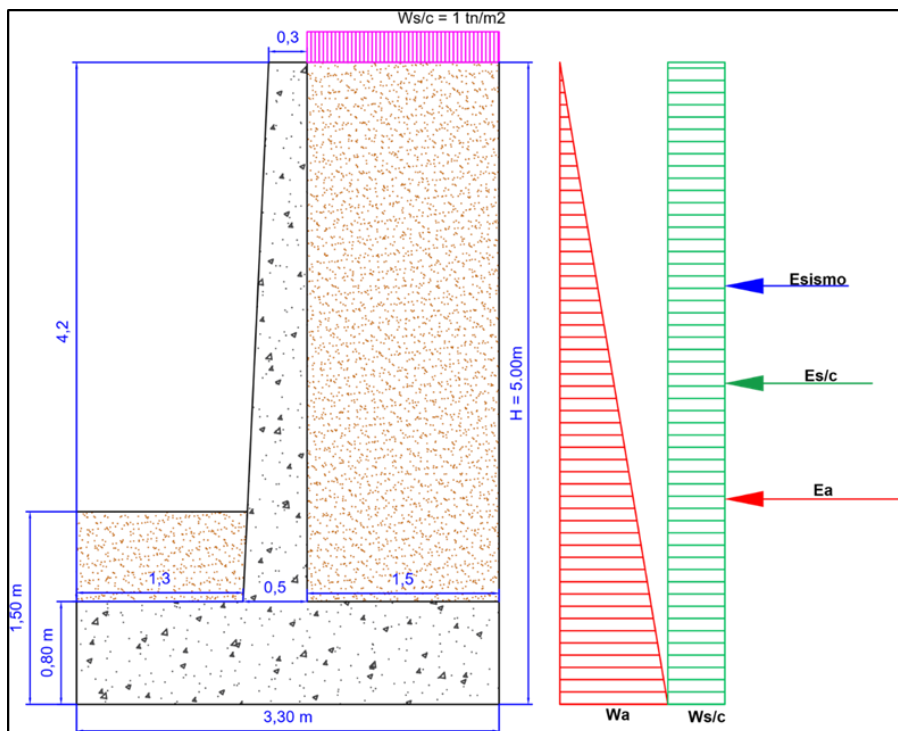


Figura 44. fuerzas actuantes sobre el muro en voladizo.

Fuente: Elaboración propia.

VALORES ASUMIDOS PARA EL MURO							
Base	Talón	punta	Ancho de Base	Corona	Altura de zapata	Altura total	Altura de la pantalla
B(m)	LT(m)	LP(m)	Ab(m)	At(m)	Az(m)	H(m)	HP(m)
3.30	1.50	1.30	0.50	0.30	0.80	5.00	4.20

De acuerdo a la nomenclatura indica en la figura 45 determinaremos los pesos y momentos de todas las fuerzas que intervienen en la estructura del muro.

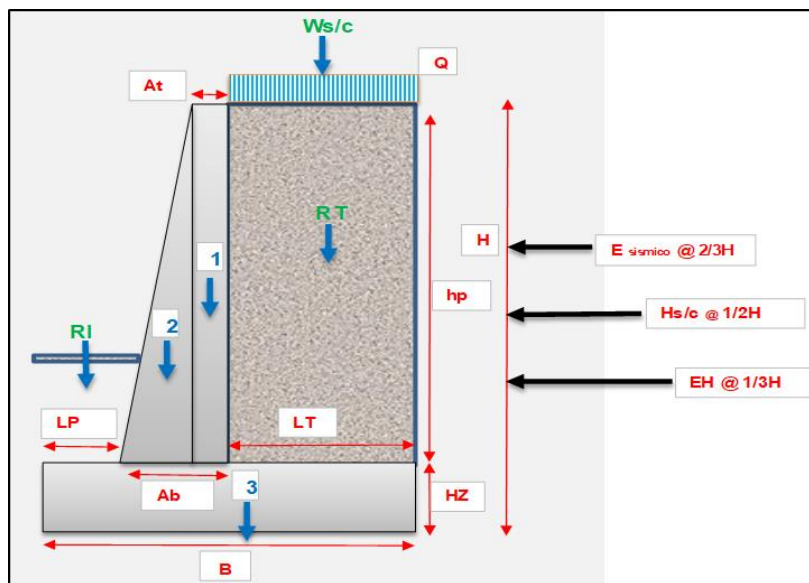


Figura 45. Todas las fuerzas que actúan sobre el muro de contención.

Fuente: Elaboración propia

3.- CALCULO DE LOS EMPUJES

Para nuestro diseño de nuestro muro no presenta una inclinación respecto a la inclinación de su talud es por ello que trabajaremos con el método de Rankine para determinar nuestros empujes pasivos y activos.

3.1 EMPUJE DE RELLENO Y SOBRE CARGA

Calculo del coeficiente activo y pasivo de Rankine.

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

$$K_a = 0.29 \longrightarrow K_p = 3.4$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \longrightarrow E_a = 6.71 \text{ tn/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \longrightarrow E_p = 7.08 \text{ tn/m}$$

a) Altura del sobre carga:

$$H_s = W_s/c \cdot \gamma_s \longrightarrow H_s/c = 0.54$$

b) Peso de la sobrecarga:

$$H_s/C = K_a * \gamma_s * h_s * h \qquad H_s/c = 1.5 \text{ tn/m}$$

3.2.- EMPUJE POR SISMO

Para esto aplicaremos las indicaciones que nos dan el método de Mononobe - Okabe. Sabiendo la ubicación de nuestro proyecto determinamos la aceleración del suelo según el mapa sísmico que presenta nuestro país el cual ubica a las zonas costeras con una aceleración de **Ao = 0.45**, la cual usaremos para nuestro análisis puesto que el proyecto se encuentra en el departamento de Lima distrito de comas.

Sabiendo que $\beta = 0$ se tiene: $\beta < \phi - \theta$

$$\theta = \text{arcotang.} \left(\frac{k_{sh}}{1 - k_{sv}} \right) \quad k_{sh} = 0.5 * A_o \quad ; \quad k_{sv} = 0.5 * k_{sh}$$

$$K_{sv} = 0.11 \quad ; \quad K_{sh} = 0.22 \quad ; \quad \Theta = 14$$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \theta - \phi)}{\cos\theta * \text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \theta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.47$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

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

$$\Delta DE_a = 9.44 \text{ tn /m}$$

Sabiendo que el: **E. Sísmico = (ΔDE_a) - E_a**

$$E. \text{ Sísmico} = 9.44 \text{ tn} - 6.71 \text{ tn}$$

$$E. \text{ Sísmico} = 2.73 \text{ tn}$$

Momento por sismo = $2.73 \cdot (2/3 \cdot 5) = 9.1$ tn /m

4.- ANALISIS DE CARGAS EJERCIDAS SOBRE EL MURO DE CONTENCIÓN.

ANÁLISIS DE FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES			
ELEMENTO	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO(tn-m)
PP	10.37	1.63	16.88
RT	11.66	2.25	29.72
RI	1.68	0.65	1.09
SC	1.5	2.25	3.82
EP	7.08	0.5	3.54
$\Sigma FV =$	25.21		$\Sigma Me = 55.01$

ANÁLISIS DE FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILIZADORES			
DESCRIPCIÓN	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMNETO(tn-m)
Ea	6.71	1.67	11.18
Empuje S/c	1.45	2.5	3.63
Empuje sísmico	2.73	3.33	9.08
Ep	no consideramos para evaluar un caso mas critico		
$\Sigma FH =$	8.16	$\Sigma Mv =$	14.80
Con sismo: $\Sigma FH =$	10.88	$\Sigma Mv =$	23.38

5.- VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

Según el RNE en la E-050 (suelos y cimentaciones).” indica que los valores para un análisis estático de vuelco y deslizamiento tienen que ser mínimo **1.5** y en condiciones pseudo-dinámica mínimo **1.25**. para vuelco y deslizamiento” pp,458.

5.1 VERIFICACIÓN A VUELCO:

Siendo mas conservadores se requiere un: **$Fs \geq 2$** para que el diseño sea estable a vuelco en caso que no se cumpla se asumirá los factores de seguridad indicado por el RNE.

a).- Factor de seguridad sin considerar el sismo:

$$F_{sv} = MR / Ma,$$

$$F_{Sv} = MR / Ma = 3.72 \quad F_{sv} = 3.72 \geq 2 \quad \text{cumple}$$

b).- Factor de seguridad considerando el sismo:

$$F_{Sv} = MR / Ma = 2.31 \quad F_{sv} = 2.31 \geq 1.25 \quad \text{cumple}$$

5.2 VERIFICACIÓN A DESLIZAMIENTO:

se requiere un: $F_s \geq 1.5$ para que el muro sea estable a deslizamientos , en caso que no se cumpla con este parámetro se asumirá lo indicado por el RNE , respecto al estado pseudo-dinámico.

$F_{sd} = FR / \sum FH$, Donde el $(FR = \sum FV * \text{tang } \phi + Ep)$, pero se sabe que el $u = 2/3 * \text{tang } \phi$ (donde ϕ es ángulo de fricción del suelo) , o se asume $u = 0.65$ para concretos vaciados insitu.

$$F_{SD} = (\sum FV * u + Ep) / \sum FH$$

a) Factor de seguridad sin considerar el sismo:

$$F_{SD} = FR / \sum FH = 2.24 \quad F_{sd} = 2.24 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

b) Factor de seguridad considerando el sismo:

$$F_{SD} = FR / \sum FH = 1.68 \quad F_{sd} = 1.68 \geq 1.25 \quad \text{cumple}$$

5.3 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE:

Al determinar la excentricidad, si esta no se encuentra dentro del tercio central de la base no es correcto y se tendrá que dimensionar nuevamente la base hasta cumplir con este parámetro:

$$X = (Me - Mv) / \sum Fv \longrightarrow X = 1.59 \text{ m}$$

$$\text{Sabemos que: } e = B/2 - X \longrightarrow e = 0.07 \text{ m}$$

$$B/6 \longrightarrow B/6 = 0.55 \text{ m}$$

$$e = 7 \text{ cm} \leq B/6 = 55 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

con la presencia del sismo nuestro nuevo valor de $X = 1.25\text{m}$ y el valor de nuestro $e = 0.4\text{m}$, por lo cual este valor también es menor que: $e = 0.4\text{m} < B/6 = 0.55\text{ m}$

5.3.1 VERIFICACION DE LAS PRESIONES EN EL SUELO

Sabiendo que el: $q_{adm.} = 1.98\text{ kg/cm}^2$

$$q_{max} = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 0.8\text{ kg/cm}^2 \qquad q_{max.} = 0.8\text{ kg/cm}^2 \leq q_{adm.}$$

$$q_{min} = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 0.69\text{ kg/cm}^2 \qquad q_{min.} = 0.69\text{ kg/cm}^2 \leq q_{adm.}$$

6.- DISEÑO DE LA PANTALLA

Para el diseño de la pantalla se tienen que determinar todas las fuerzas que actúan sobre ella de esa manera poder corroborar si está bien el diseño para que soporte solicitaciones por corte y flexión. Ver figura 46.

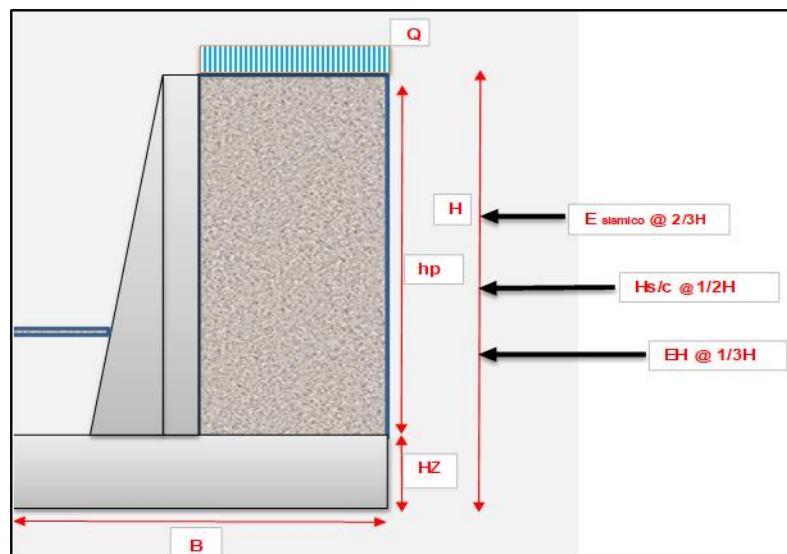


Figura 46. Fuerzas que actúan sobre la pantalla del muro

Fuente: Elaboración propia

6.1.- EMPUJE DEL SUELO

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot h_p^2. \qquad \longrightarrow \qquad E_a = 4.73\text{ tn}$$

$$\text{Brazo} = H/3 \qquad \longrightarrow \qquad \text{Brazo} = 1.4\text{ m}$$

$$\text{Momento por el Empuje activo} = E_a \cdot \text{brazo} \qquad \longrightarrow \qquad \text{MEH} = 6.62\text{ tn-m}$$

6.2.- SOBRECARGA HORIZONTAL

$$Hs/c = q \cdot hp \cdot Ka \longrightarrow Hs/c = 1.22 \text{ tn}$$

$$\text{Brazo s/c} = h/2 \longrightarrow \text{brazo s/c} = 2.1 \text{ m}$$

$$Ms/c = 1/2 \cdot (q \cdot hp \cdot Ka) \longrightarrow Ms/c = 2.56 \text{ tn-m}$$

6.3.- EMPUJE POR SISMO

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 k_a s (1 - K_{sv}) \right) \longrightarrow \Delta DE_a = 5.2 \text{ tn}$$

$$\text{Brazo } \Delta DE_a = 2/3 \cdot H_p \longrightarrow \text{brazo } \Delta DE_a = 2.8 \text{ m}$$

$$\text{Empuje por sismo} = 5.2 - 4.73 = 0.47 \text{ tn}$$

$$M \Delta DE_a = \Delta DE_a \cdot 2/3 \cdot H \longrightarrow M \Delta DE_a = 1.32 \text{ tn-m}$$

FUERZAS HORIZONTALES SOBRE LA PANTALLA			
Descripción	Carga (tn)	Brazo (m)	momentos tn-m
Empuje de suelo (Ea) =	4.73	1.40	6.62
empuje pasivo (Ep) =	0.00	0.00	0.00
Empuje s/c horizontal (Es/c)=	1.22	2.1	2.56
Empuje por sismo (E.sism.) =	0.47	2.80	1.32
$\Sigma FH =$	6.42	$\Sigma Mv.=$	10.50

$$MU = 1.7 (M_{ea} + M_h \text{ s/c} + M_{sism.})$$

$$MU = 17.85 \text{ Tn-m}^2$$

$$VU = 1.7(EH + \Delta DE_a + Hs/c)$$

$$VU = 10.91 \text{ tn}$$

6.4.- VERIFICACION DE LA PANTALLA POR CORTE Y FLEXION

a).- PARA EL DISEÑO POR CORTE:

d = peralte efectivo ($d = Ab - r - \phi \text{ varilla}/2$)

r = recubrimiento (7 cm)

b= ancho de análisis de un muro (1m)

usando. 5/8" de \emptyset de varilla , $\emptyset=1.59$ cm y $\emptyset=1.99$ cm²

$\emptyset Vc = 0.53 * \sqrt{F'c} * b * d$ (sabemos que para cortante el $\emptyset = 0.85$)

$\emptyset Vc = 27552.97$ kg $\emptyset Vc = 27.553$ tn

$\emptyset Vc = 27.55$ tn > $VU = 10.91$ tn cumple

b). PARA EL DISEÑO EN FLEXIÓN:

$$As = \frac{0.85 * f'c}{Fy * b * d} \left(1 - \frac{\sqrt{1 - 2(Mu * 10^5)}}{\emptyset * \beta * f'c * b * d^2} \right)$$

Donde.

$\emptyset = 0.9$, $F'c = 210$ kg/cm² ; $Fy = 4200$ kg/cm²

$\beta = 0.85$ (para concretos menores a 210 kg/cm²)

PARA EL ACERO VERTICAL:

As = 11.56 cm² (cantidad de acero requerido)

Según lo que indica el (ACI 318.14):

Astemp = 0.0018bd (acero mínimo en la corona de la pantalla del muro)

Astemp= **5.4**cm² (acero mínimo requerido)

Astemp = 0.0018bd (acero mínimo en la base de la pantalla del muro)

Astemp= **5.4** cm² (acero mínimo requerido)

n = As/ \emptyset varilla

n = 6 varillas de 5/8" por lo tanto se tendrá; **As real = 11.94 cm²** cubre el requerido

S = b-r- \emptyset varilla/n-1

S = 15cm

Usar 6 \emptyset de 5/8" @ 15cm

Como en la parte superior de la pantalla los esfuerzos disminuyen a comparación de la base se puede usar el acero de temperatura , lo cual nos ayuda para ahorrar acero , si fuera el caso se usaría 4 \emptyset de 5/8" @ 35 cm , también es recomendable

de acuerdo al diagrama del momento flector que el profesional responsable del diseño agá cortes para no ir con la misma cantidad de acero desde la base ya que a medida que se sube Asia la corona de la pantalla los requerimientos de acero son menores.

PARA EL ACERO HORIZONTAL:

Desacuerdo con el (ACI 318.14) la cuantía mínima necesaria en la sección estudiada tiene que ser $FY \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ o en tal caso la barra a usar \leq a N°16 (5/8").

Si el espesor de la corona es mayor a 25 cm se usará refuerzo en dos capas.

$\rho = 0.002\phi \leq 5/8"$ por lo tanto se usará **Ast = 0.0020bd.**

Ast = 6 cm² para la zona superior:

a) Refuerzo horizontal en la zona **superior** del muro t = 30:

2/3 Ast = 4 cm² usar 5 ϕ 3/8 "@ 20 cm

1/3 Ast = 2 cm² 3 ϕ 3/8 "35 @ cm

b) Refuerzo horizontal en la zona **media** del muro t = 40cm:

As = 6.6 cm²

2/3 Ast = 4.4 cm² usar 4 ϕ 1/2" @ 30 cm

1/3 Ast = 2.2cm² usar 2 ϕ 1/2" 45 @ cm

c) Refuerzo horizontal en la parte **baja** del muro t=50 cm:

As = 8.4 cm²

2/3 Ast = 5.6 usar 6 ϕ 1/2 " 20 @ cm

1/3 Ast =2.8 usar 3 ϕ @ cm 45 cm

Como armadura de montaje se usará de 3/8" o 1/2" @ 45cm

7.- DISEÑO DEL TALÓN DEL MURO (ver figura 47).

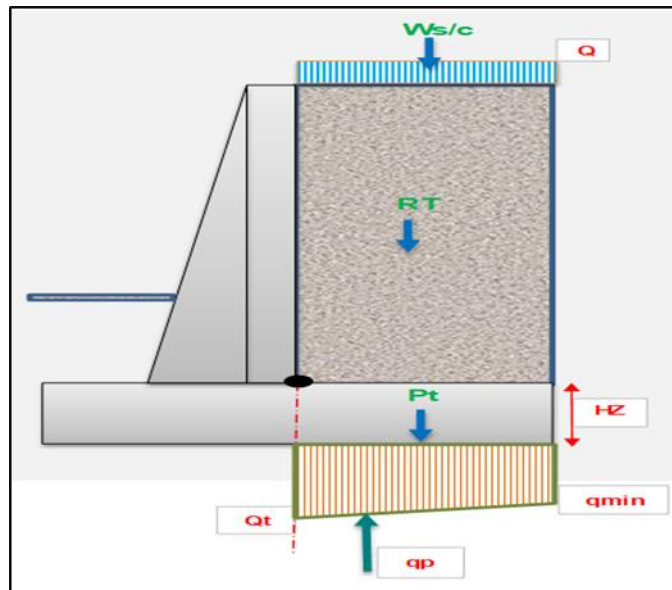


Figura 47. fuerzas y reacciones que actúan sobre el talón del muro.

Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo máximo que se presenta en esta zona es la fuerza “qt” por lo cual determinaremos su valor.

Brazo = 0.75	PESO	MOMENTO
S/C	1.50	1.13
RT	11.66	8.74
PT	2.88	2.16

$$Q_t = L_t / B * (q_{\max} - q_{\min}) + q_{\min}$$

Donde:

L_t = longitud de la puntera

B = base del muro

$$Q_t = 7.57 \text{ tn}$$

$$M_q = \frac{L_t^2}{6} * (2q_{\min} - q) + q_t$$

$$M_q = 8.02 \text{ tn-m}$$

$$M_u = 1.7(M_{S/C} + M_{RT} + M_{PT} - M_Q)$$

$$\mathbf{MU = 6.81\text{tnm}}$$

$$\mathbf{VU = 1.7*(RT + Ws/c + PP) - Qt}$$

$$\mathbf{VU = 14.39\text{ tn}}$$

7.1.- VERIFICACIÓN POR CORTE Y FLEXIÓN DE LA PARTE DEL TALÓN DEL MURO

a).- PARA EL DISEÑO POR CORTE:

De acuerdo al corte realizado en el grafico verificamos por corte:

d = peralte efectivo ($\mathbf{d = Hz - r - \emptyset\text{ varilla}/2}$)

r = recubrimiento (de 7 cm)

b= ancho de análisis de un muro (1m)

hz =80 cm

usando una varilla de 5/8" se tiene:

$$\emptyset Vc = 0.53 * \sqrt{F'c} * b * d \quad (\text{sabemos que para cortante el } \emptyset = 0.85)$$

$$\emptyset Vc = 47138.06 \text{ kg} \qquad \emptyset Vc = 47.14 \text{ tn}$$

$$\emptyset Vc = 47.14 \text{ tn} > VU = 14.39 \qquad \text{cumple}$$

B).- PARA EL DISEÑO EN FLEXIÓN:

$$\mathbf{Asmín. = 0.008bd}$$

$$\mathbf{As\ min. = 14.4\text{ cm}^2}$$

Acero para la parte superior del talón:

$$\emptyset = 0.9$$

$$As = \frac{0.85 * f'c}{Fy * b * d} \left(1 - \frac{\sqrt{1 - 2(Mu * 10^5)}}{\emptyset * \beta * f'c * b * d^2} \right)$$

Donde:

$\beta = 0.85$ (para concretos menores a 210kg/cm²)

$$\mathbf{As = 2.65\text{ cm}^2}$$

En este caso se usará el valor del acero mínimo porque el acero requerido es mucho menor que el valor mínimo de acero en esa zona.

Como se está usando el acero mínimo la distribución será la mitad del acero mínimo en ambas caras:

Varilla $\phi = 5/8''$

n = 8 como son 8 varillas en total se usará 4 varillas en cada cara

cara 1: 4 $\phi 5/8''$ @ cada 25 cm

cara 2: 4 $\phi 5/8''$ @ cada 25 cm

con lo cual se estaría sumando **15.92 cm²** de acero y cubre el acero mínimo.

8.- DISEÑO DE LA PUNTA (ver figura 48).

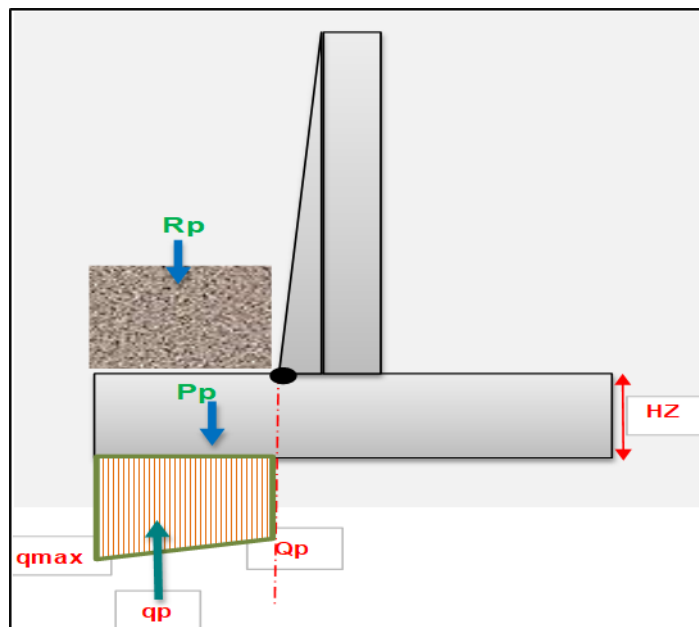


Figura 48. Reacciones y cargas sobre la punta del muro.

Fuente: elaboración propia.

BRAZO	0.65 m	
DESCRIPCIÓN	PESO	MOMENTO
R_p	1.68	1.09
PP-punta	2.49	1.62

$$Q_p = (B - L_p) / B (q_{max} - q_{min}) + q_{min}$$

$$Q_p = 7.79 \text{ tn}$$

$$M_q = \frac{L_p^2}{6} * (2q_{max} - q_p)$$

$$Mq = 6.91 \text{ tn-m}$$

$$Mu = 1.7(Mq - Mpp - Mr1)$$

$$Mu = 7.24 \text{ tn-m}$$

$$Vu = 1.7(Qp - (Rt + PPt))$$

$$Vu = 6.14 \text{ tn}$$

8.1.- VERIFICACIÓN POR CORTE Y FLEXIÓN DE LA PUNTERA DEL MURO

a).- PARA EL DISEÑO POR CORTE:

Usando una varilla de 5/8":

$$d = \text{peralte efectivo (} d = Hz - r - \emptyset \text{ varilla} / 2)$$

$$d \text{ efectivo} = 72 \text{ cm}$$

r = recubrimiento (de 7 cm)

b = ancho de análisis de un muro (1m)

$$\emptyset Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad (\text{sabemos que para cortante el } \emptyset = 0.85)$$

$$\emptyset Vc = 47138.06 \text{ kg} \quad \emptyset Vc = 47.1 \text{ tn}$$

Como: $\emptyset Vc = 47.1 \text{ tn} > VU = 6.14 \text{ tn}$ cumple

En esta parte la punta no va a fallar por corte por lo cual está correcto.

b).- PARA EL DISEÑO EN FLEXIÓN:

$$As_{min.} = 0.008bd$$

$$As_{min} = 13 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{0.85 \cdot f'c}{Fy \cdot b \cdot d} \left(1 - \frac{\sqrt{1 - 2(Mu \cdot 10^5)}}{\emptyset \cdot \beta \cdot f'c \cdot b \cdot d^2} \right)$$

Donde:

$$\emptyset = 0.9$$

$$\beta = 0.85 \text{ (para concretos menores a } 210 \text{ kg/cm}^2)$$

As = 2.95 cm² (acero requerido)

El acero que nos sale es menos que el acero mínimo por lo cual usaremos el acero mínimo para realizar el análisis, sabiendo que se colocaran en ambas capas.

La nueva área a cubrir por cada capa será **As = 6.50 cm²** .

n = 4 varillas por cada capa

Primera capa: 4 \emptyset de 5/8" @ cada 30 cm

Segunda capa : 4 \emptyset de 5/8" @ cada 30 cm

haciendo un total de **As. real = 15.94 cm²** el cual cubre el acero mínimo requerido para esta parte del muro.

NOTA: El diseño realizado en el software Geo5 se encuentra en la parte de anexos revisar.

8.- DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES DE 5m DE ALTURA

Para el dimensionamiento de la base se puede usar los mismos parámetros indicados para el muro de gravedad. El presente muro de gavión será diseñado en el asentamiento humano "Las lomas de nueva esperanza con el fin de poder brindar estabilidad al talud que presenta una vivienda de esa zona, presentando una altura de 5m y una longitud de 8m de largo.

DATOS DEL PROYECTO	
Altura del muro (H) =	5 m
Base del muro (B) =	3.5 m
Altura de sobre carga (hs) =	0.54 m
Sobre carga (Ws/c) =	1 tn/m²
Peso específico del suelo(γ_s) =	1.85 tn/m³
Angulo de fricción del suelo (ϕ) =	33.1
Coefficiente activo (K_a) =	0.29
Carga admisible del terreno (q_{adm}) =	1.95 kg/cm²
Peso específico de la piedra (γ_p) =	2.8 tn /m³
Longitud del muro (L) =	8 m
FSV =	2
FSD =	1.5

1.- CALCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO " K_a ".

Para el cálculo del coeficiente activo usamos la fórmula de Rankine: Puesto que, para nuestros requerimientos de diseño esta teoría se adecua bien al tipo de proyecto que vamos a realizar.

$$K_a = \text{Tang} = \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2 \longrightarrow K_a = 0.29$$

$$K_a = \text{Tang} = \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2 \longrightarrow K_p = 3.4$$

➤ La altura de sobrecarga será : $h_s = \frac{q}{\gamma_s}$

$$h_s = (1 / 1.85) \longrightarrow h_s = 0.54 \text{ m}$$

➤ Peso de la sobrecarga: $W_{s/c} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_s \cdot H$

$$W_{s/c} = 0.29 \cdot 1.85 \cdot 0.54 \cdot 5 \longrightarrow W_{s/c} = 1.45 \text{ tn}$$

Geometría del muro de gaviones, ver figura 49.

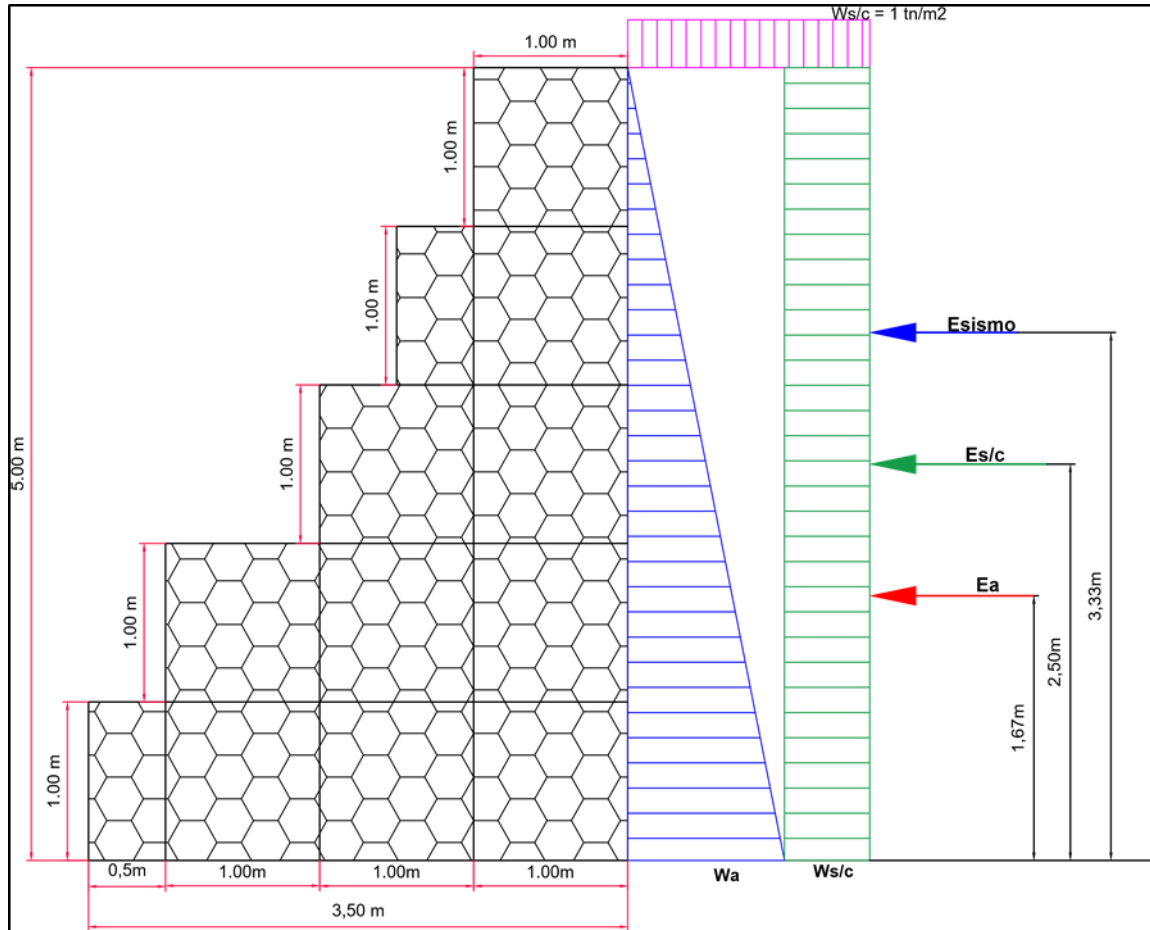


Figura 49 . Muro de gaviones con todas las fuerzas que actúan sobre él.

Fuente: elaboración propia.

2.- CALCULO DE TODAS LAS FUERZAS ACUTANTES SOBRE EL MURO.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \longrightarrow E_a = 0.5 \cdot 1.85 \cdot 0.29 \cdot 5^2 = 6.71 \text{ tn}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \longrightarrow E_p = 0.5 \cdot 1.85 \cdot 3.4 \cdot 1.5^2 = 7.08 \text{ tn}$$

Momento generado por el empuje activo:

$$M_{e_a} = E_a \cdot h/3 \longrightarrow M_{e_a} = 6.71 \cdot (5/3) = 11.18 \text{ tn}$$

Momento generado por la sobrecarga:

$$Ms/c = Ws/c * h/2 \longrightarrow Ms/c = 1.45*(5/2) = 3.62 \text{ tn}$$

3.- ANÁLISIS PSEUDO – DINÁMICO DEL MURO DE GAVIONES

De acuerdo con el método de Mononobe – Okabe se pasó a realizar el análisis con la presencia de sismo. Teniendo muy en claro que la **Ao = 0.45** para nuestra zona donde se realizará el muro de contención.

$$Kh = 0.225 \quad Kv = 0.113 \quad kas = 0.46$$

Sabiendo: **Empuje sísmico = PΔe – P.estático**

$$Pa = \frac{1}{2} * Ka * Ys * H^2$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 0.29 * 1.85 * 5^2 \longrightarrow Pa = 6.71 \text{ tn}$$

$$PΔEa = \frac{1}{2} * Kas * Ys * H^2 * (1 - Kv)$$

$$PΔEa = \frac{1}{2} * 0.46 * 1.85 * 5^2 * (1 - 0.113) \longrightarrow PΔe = 9.44 \text{ tn}$$

Empuje sísmico = PΔe – Estático

$$\text{Empuje Sísmico.} = 9.44 \text{ tn} - 6.71 \text{ tn} \longrightarrow \text{Emp.Sism.} = 2.73 \text{ tn}$$

Considerando un **Yr = 2.8 tn/m³** (piedra), el peso del bloque del gavión será:

$$W = Y * \text{piedra} * \text{Volumen} * 0.8$$

Se considera un 80% del volumen total del bloque como sólido y el resto que es el 20% es vacío ocupado por los espacios que se generara entre piedra y piedra.

Tenemos dos tipos de bloques:

Bloque 1: L = 1 m, h = 1m; A = 1 m

$$W1 = 2.8 * 1 * 0.8 \longrightarrow w1 = 2.24 \text{ tn}$$

Bloque 2 : L = 0.5 m, h = 1 m ; A = 1 m

$$W2 = 2.8 * 0.5 * 0.8 \longrightarrow w2 = 1.12 \text{ tn}$$

FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILISADORES			
Descripción	Peso (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Empuje activo =	6.71	1.67	11.18
Empuje por S/c =	1.45	2.5	3.62
Empuje por sismo =	2.73	3.33	9.10
$\Sigma FH =$	7.49	$\Sigma Ma =$	14.80
Σ Con sismo =	10.88	Σ Con sismo	23.90

FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES			
Descripción	Fuerza (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
W2	1.12	0.25	0.28
W2	1.12	2.25	2.52
W1	2.24	1.00	2.24
W1	2.24	1.00	2.24
W1	2.24	2.00	4.48
W1	2.24	2.00	4.48
W1	2.24	2.00	4.48
W1	2.24	3.00	6.72
W1	2.24	3.00	6.72
W1	2.24	3.00	6.72
W1	2.24	3.00	6.72
W1	2.24	3.00	6.72
$\Sigma FV =$	24.64	$\Sigma Me =$	54.32

W1 y W2 = cada bloque de gavión

3.- VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

Siendo mas conservadores se quisiera: $FSV \geq 2$; $FSD \geq 1.5$

Según el RNE en la E-050 (suelos y cimentaciones).” indica que los valores para un análisis estático de vuelco y deslizamiento tienen que ser mínimo **1.5** y en condiciones pseudo - dinámico mínimo **1.25**. para vuelco y deslizamiento” pp,458.

a) FACTOR DE SEGURIDAD POR VUELCO:

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSv = (Me) / (Ma) \longrightarrow FSv = 3.67 \quad \text{cumple}$$

Como : $FSV = 3.67 > 2$ por lo tanto el muro es estable por vuelco.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FSv = (Me) / (Ma) \longrightarrow FSv = 2.27 \quad \text{cumple}$$

Como : $FSV = 2.27 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable por vuelco.

3.2 FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO:

Conociendo un $u = 0.65$

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSd = (\sum Fv * u) / (\sum Fh) \longrightarrow FSd = 2.10 \quad \text{cumple}$$

Como : $FSd = 2.10 > 1.5$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FSd = (\sum Fv * u) / (\sum Fh) \longrightarrow FSd = 1.5 \quad \text{cumple}$$

Como : $FSd = 1.5 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

4.- PUNTO DE APLICACIÓN DE LA NORMAL

Sabiendo que: $N = \sum Fv$

$$X = \frac{Me - Ma}{N} \longrightarrow x = 1.60 \text{ m}$$

4.1.- CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = B / 2 - x < B/6 \longrightarrow e = 0.15 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.58 \text{ m}$$

$e < B/6$, la excentricidad se encuentra dentro de lo permitido. cumple.

5.- ESFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS SOBRE EL TERRENO

$$qadm = 1.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max} = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad q_{\max} = 0.88 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.98 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \text{ cumple}$$

$$q_{\min} = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad q_{\min} = 0.53 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.98 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \text{ cumple}$$

6.-VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ENTRE CAPAS DE GAVIONES

Verificación para el primer bloque: se realizará la verificación entre cada fila de gaviones para ver si se produce deslizamientos según la Dr. Fratelli indica que el valor del u entre capa y capa va de 0.4-0.65, para nuestro caso asumiremos 0.65.

6.1 .- PARA LA PRIMERA FILA DE GAVIÓN SE TIENE: ver figura 50.

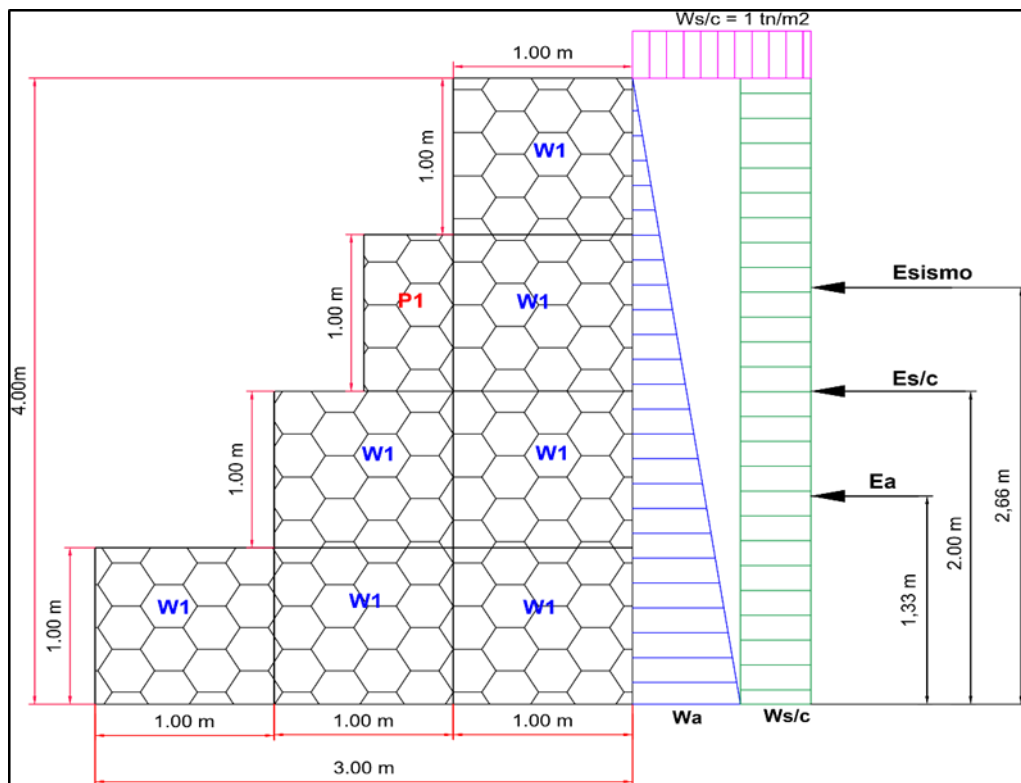


Figura 50. Primera fila de gaviones analizada.

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro de resumen de cargas y momentos:

FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES			
DESCRIPCIÓN	FUERZA (Tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
W1	2.24	2.50	5.60
	2.24	2.50	5.60
	2.24	2.50	5.60
	2.24	2.50	5.60
	2.24	1.50	3.36
	2.24	1.50	3.36
	2.24	0.50	1.12
P1	1.12	1.75	1.96
$\Sigma F_v =$	16.80	$\Sigma M_e =$	32.20

FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILISADORES			
DESCRIPCIÓN	PESO (Tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (Tn-m)
Empuje activo =	4.29	1.33	5.72
Empuje por S/c =	1.17	2	2.34
Empuje por sism=	1.75	2.67	4.67
Sum. FH =	5.46	Sum. Mv =	8.06
Con sismo:	7.21	Con sismo:	12.73

6.1.1.- DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE ESTABILIDAD PARA LA PRIMERA CAPA DE GAVIONES

a) FACTOR DE SEGURIDAD POR VUELCO:

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FS_v = (M_e) / (M_v) \longrightarrow FS_v = 3.99 \quad \text{cumple}$$

Como : $FS_v = 3.99 > 2$ por lo tanto el muro es estable por vuelco.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FS_v = (M_e) / (M_v) \longrightarrow FS_v = 2.53 \quad \text{cumple}$$

Como : $FS_v = 2.53 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable por vuelco

b) FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO:

Conociendo un $u = 0.65$

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSd = (\sum Fv * u) / (\sum Fh) \longrightarrow FSd = 2.00 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSd = 2.00 > 1.5$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FSd = (\sum Fv * u) / (\sum Fh) \longrightarrow FSd = 1.5 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSd = 1.5 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

6.2 .- PARA LA SEGUNDA FILA DE GAVION SE TIENE: Ver figura 51.

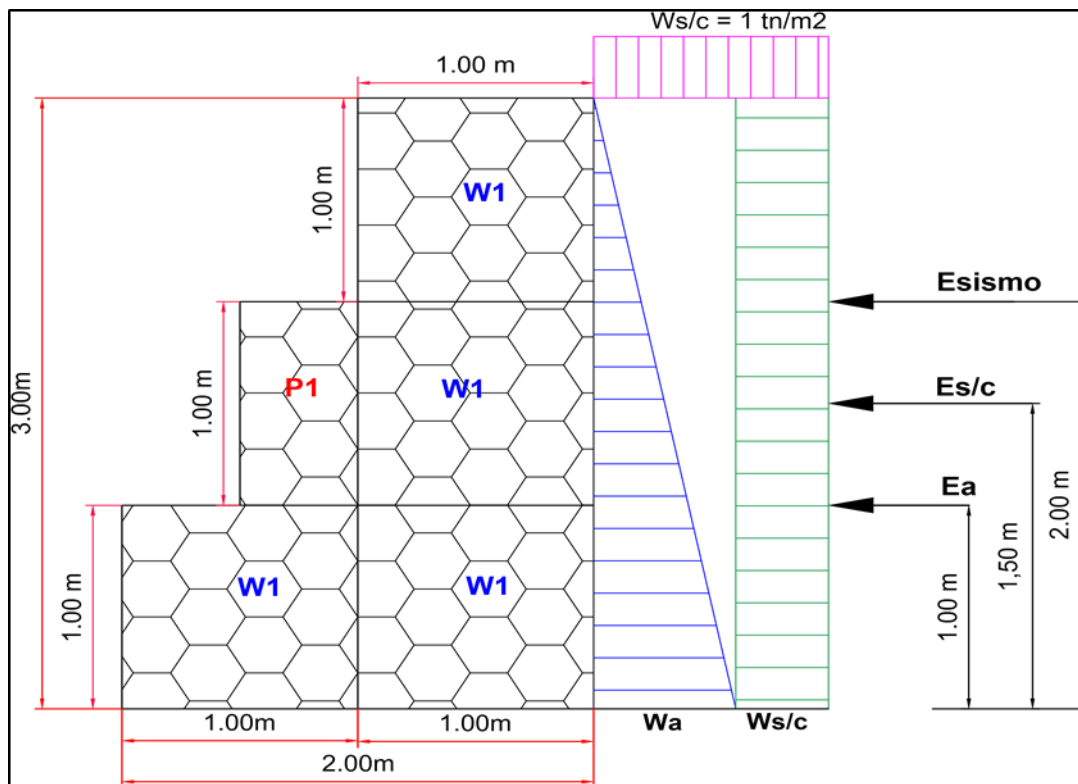


Figura 51. Segunda fila de gaviones analizada.

Fuente: Elaboración propia.

FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILISADORES			
DESCRIPCION	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
W1	2.24	1.50	3.36
	2.24	1.50	3.36
	2.24	1.50	3.36
	2.24	0.50	1.12
P1	1.12	0.75	0.84
$\Sigma Fv =$ 10.08		$\Sigma Me =$ 12.04	

FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILISADORES			
DESCRIPCIÓN	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
Ea	2.41	1.00	2.41
ES/C	0.87	1.5	1.31
Empuje por Sismo	0.98	2.00	1.96
$\Sigma FH =$ 3.28		$\Sigma MV =$ 3.72	
con sismo = 4.26		con sismo = 5.68	

6.2.1.- DETERMINAMOS LOS FACTORES DE ESTABILIDAD PARA LA SEGUNDA CAPA DE GAVIONES

a) FACTOR DE SEGURIDAD POR VUELCO:

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSv = (Me) / (Mv) \longrightarrow FSv = 3.24 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSV = 3.24 > 2$ por lo tanto el muro es estable por vuelco.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FSv = (Me) / (Mv) \longrightarrow FSv = 2.12 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSV = 2.12 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable por vuelco

b) FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO:

Conociendo un $u = 0.65$

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSd = (\Sigma Fv * u) / (\Sigma Fh) \longrightarrow FSd = 2.00 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSd = 2.00 > 1.5$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

Análisis con la presencia del sismo:

$$\text{FSd} = (\sum F_v * u) / (\sum F_h) \longrightarrow \text{FSd} = 1.5 \quad ; \text{cumple}$$

Como : $\text{FSd} = 1.5 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

6.3.- PARA LA TERCERA FILA DE GAVIÓN SE TIENE: ver figura 52.

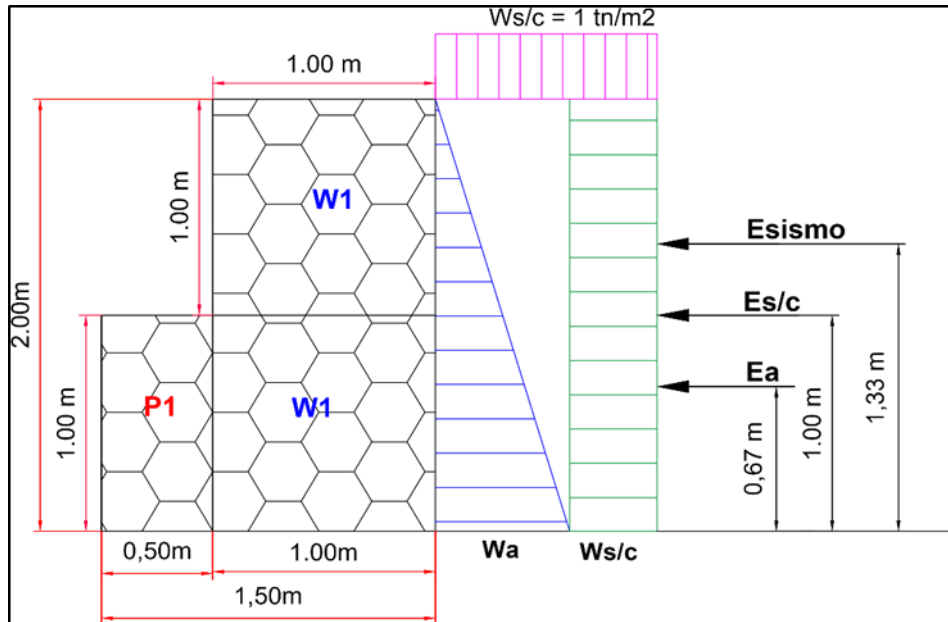


Figura 52. Tercera fila de gavión analizada.

Fuente: Elaboración propia.

FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES			
DESCRIPCIÓN	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
W1	2.24	1.00	2.24
	2.24	1.00	2.24
P1	1.12	0.25	0.28
$\sum F_v =$	5.60	$\sum M_e =$	4.76

FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILIZADORES			
DESCRIPCIÓN	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
Ea	1.07	0.67	0.72
ES/C	0.58	1	0.58
Empuje Sismo	0.44	1.33	0.59
$\sum F_H =$	1.65	$\sum M_V =$	1.30
con sismo =	2.09	con sismo =	1.88

6.3.1.- DETERMINAMOS LOS FACTORES DE ESTABILIDAD PARA LA TERCERA CAPA DE GAVIONES

a) FACTOR DE SEGURIDAD POR VUELCO:

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSv = (Me) / (Mv) \longrightarrow FSv = 3.67 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSv = 3.67 > 2$ por lo tanto el muro es estable por vuelco.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FSv = (Me) / (Mv) \longrightarrow FSv = 2.53 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSv = 2.53 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable por vuelco

b) FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO:

Conociendo un $u = 0.65$

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FSd = (\sum Fv * u) / (\sum Fh) \longrightarrow FSd = 2.00 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSd = 2.00 > 1.5$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FSd = (\sum Fv * u) / (\sum Fh) \longrightarrow FSd = 1.6 \quad ; \text{ cumple}$$

Como : $FSd = 1.6 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

6.4.- PARA LA CUARTA FILA DE TIENE: ver figura 53.

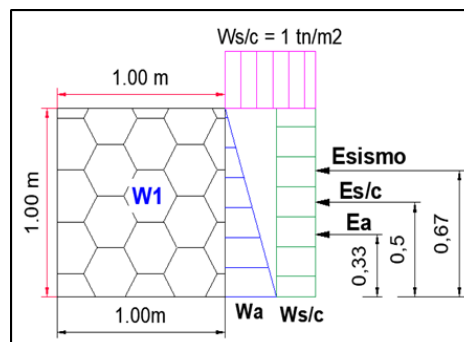


Figura 53. última fila de gavión

Fuente: Elaboración propia

FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILISADORES			
DESCRIPCION	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
W1	2.24	0.50	1.12
$\sum F_v =$	2.24	$\sum M_e =$	1.12

FUERZAS Y MOMENTOS DESESTABILISADORES			
DESCRIPCION	FUERZA (tn)	BRAZO (m)	MOMENTO (tn-m)
Ea	0.27	0.33	0.09
ES/C	0.29	0.5	0.15
Empuje Sismo	0.11	0.67	0.07
$\sum F_H =$	0.56	$\sum M_V =$	0.23
con sismo =	0.67	con sismo =	0.31

6.4.1- DETERMINAMOS LOS FACTORES DE ESTABILIDAD PARA LA TERCERA CAPA DE GAVIONES

a) FACTOR DE SEGURIDAD POR VUELCO:

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FS_v = (M_e) / (M_v) \longrightarrow FS_v = 4.78 \quad ; \text{cumple}$$

Como : $FS_v = 4.78 > 2$ por lo tanto el muro es estable por vuelco.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FS_v = (M_e) / (M_v) \longrightarrow FS_v = 3.64 \quad ; \text{cumple}$$

Como : $FS_v = 3.64 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable por vuelco

b) FACTOR DE SEGURIDAD POR DESLIZAMIENTO:

Conociendo un $u = 0.65$

Análisis sin la presencia del sismo:

$$FS_d = (\sum F_v * u) / (\sum F_h) \longrightarrow FS_d = 2.40 \quad ; \text{cumple}$$

Como : $FS_d = 2.40 > 1.5$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

Análisis con la presencia del sismo:

$$FS_d = (\sum F_v * u) / (\sum F_h) \longrightarrow FS_d = 2.00 \quad ; \text{cumple}$$

Como : $FSd = 2.00 > 1.25$ por lo tanto el muro es estable ante deslizamiento.

7.- ASPECTO ECONÓMICO

En cuanto al tema económico se tomó como referencia el costo determinado en investigaciones realizadas de las cuales se sacó un promedio del costo de la construcción de un muro de contención, obteniendo así los precios indicados en la tabla N°23.

Tabla N° 24: Costo aproximado de los tres tipos de muros de contención.

CUDRO COMPARATIVO APROXIMADO SOBRE EL COSTO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN				
Descripción	Und	Medrado	Costo por /(m)	Costo total
Muro en voladizo	m	8	1650.332	= 13202.656
Muro de gravedad	m	8	1476.412	= 11811.296
Muro de gavión	m	8	1250.224	= 10001.792

Fuente: elaboración propia.

Del presente grafico se puede deducir que el muro que mayor costo tiene por metro lineal es el muro en voladizo y el que menor costo presenta es el muro de gaviones.

Ver figura 54.

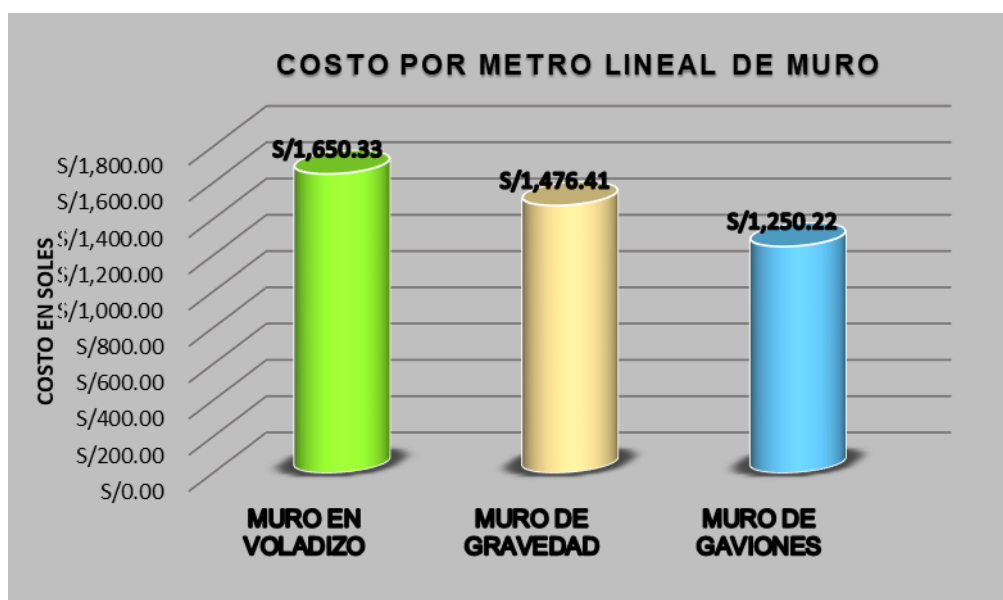


Figura 54. Diferencias de precios de los muros

Fuente: elaboración propia

V.- DISCUSIÓN

Discusión 1:

En relación al **estudio de mecánica de suelos** estos se obtuvieron mediante unos ensayos de laboratorio, en los cuales para tal análisis se determinó la excavación de dos calicatas de 1.5m de profundidad en los cuales se pudo determinar lo siguiente: en las dos calicatas que se evaluaron se determinó que predomina un solo tipo de suelo el cual es Grava limosa con arena (GM), el ángulo de fricción interna ($\phi = 33.1^\circ$), Cohesión = 0.00 kg/cm², capacidad portante del suelo ($\sigma_{adm} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$) y el asentamiento del suelo ,(asentamiento máximo $s = 2.47 \text{ mm} < \text{asentamiento tolerable } s = 10.0 \text{ mm}$) por tanto se determinó que el suelo es bueno para realizar construcción de estructuras sobre él

Para **Escobar Y. (2018)**. Citado como antecedente nacional indica que en proyectos de muros de contención es muy importante tomar en cuenta las condiciones geológicas del sitio para ello se elabora un estudio del suelo, en su investigación se realizó un estudio de mecánica de suelos en la cual realizaron 2 calicatas distribuidos adecuadamente en la zona, ambas a 1.5m de profundidad. Los resultados del estudio fueron los siguientes: El tipo de suelo que se determino es GM arena, El contenido de humedad = 4.54 % - 4.86%, Densidad húmeda de suelo = 2.106 gr/cm³, La densidad seca de suelo = 2.015 gr/cm³ , El ángulo de fricción interna = 32.39° , La cohesión aparente = 0.100 kg/cm² y la capacidad portante del suelo = 4.78kg/cm².

En síntesis, esta investigación está de acuerdo con **Escobar Y** . puesto que un estudio de mecánica de suelos es indispensable para proyectos de muro de contención a partir de eso se determinará si el suelo es apto para soportar estructuras de contención, en cuanto a los resultados obtenidos para nuestro estudio la cohesión = 0 , a diferencia al resultado del antecedente que indica una cohesión = 0.1 kg/cm² , y para ambos estudios el número de calicatas que se realizó fueron dos a una altura de 1.50m.

Discusión 2:

En la presente investigación se realizó el **diseño de un muro de gravedad** para salvar una altura de 5m y un Largo de 8m siendo estas dimensiones las requeridas para el área en estudio. Para lo cual se dio uso de la teoría de Rankine y el método de Mononobe - Okabe para analizar en condiciones sísmicas” : obteniendo los siguientes factores de seguridad .Para vuelco el muro obtuvo un FSV = 3.90 lo cual indica que $FSV > 2$,Para el deslizamiento se obtuvo FSD = 2.40 lo cual indica que $FSD > 1.5$, y en condiciones sísmicas los factores de seguridad que se obtuvieron fueron: FSV = 2.40 FSD=1.80.y por el aspecto económico se asumió un valor de 1476.412 s/ por metro lineal para nuestro muro de gravedad.

De igual manera **Avilés M. (2014)**. citado como antecedente internacional realiza el análisis técnico y económico para muros de contención. estos diseñados para una altura de 5m aplicando la teoría de Rankine en la cual llega a la conclusión respecto a su estabilidad y situación económica que: para el muro de gravedad obtuvo los siguientes factores de seguridad FSV = 3.37 ,FSD = 1.68 costo gravedad = 1096.69 s/ por cada metro lineal.

Al respecto **Escobar Y. (2018)** ,citado como antecedente nacional realiza el análisis de los empujes de tierras sobre los muros de contención de gravedad asiendo el uso de la teoría de Rankine y Mononobe-Okabe , para muros de una altura de ,3.5 y 4.50 m obteniendo los siguientes factores de seguridad utilizando la teoría de Rankine para el muro de 3.5m de altura se obtuvo un FSV=2.85, FSD = 1.73 Y para el muro de 4.5.m de altura se determinó un FSV = 3.04, FSD = 1.73 , los cuales cumple con $FSV > 2$ y $FSD > 1.5$. y el análisis con el método de Mononobe – Okabe fueron: para el muro de 3.5m FSV = 2.21, FSD = 1.80 y para la altura de 4m se obtuvo un FSV=2.21, FSD = 1.79 Por lo que el autor concluye indicando que el método de Mononobe – Okabe, genera mayor confiabilidad.

Si nos podemos dar cuenta para nuestra investigación en condiciones estáticas los factores de seguridad como:(FSV y FSD) son mayores a los obtenidos por nuestros antecedentes citados, lo cual nos indica que nuestro diseño está correcto porque está por encima de los factores mínimos requerido para vuelco y deslizamiento ($FSV > 2$, $FSD > 1.5$) al igual que los factores obtenidos por nuestros antecedentes

a si sean menos que los nuestros también se encuentran por encima de los valores mínimos. Y para condiciones en presencia del sismo usando el método de Mononobe - Okabe en nuestra investigación se obtuvo factores de seguridad también mayores a los antecedentes. Y en el aspecto económico se obtuvo una diferencia de 379.722 s/ en relación al costo del antecedente. Por consiguiente, el objetivo propuesto está logrado.

Discusión 3:

En nuestra investigación se realizó un **levantamiento topográfico** en el punto de estudio donde pudimos determinar el desnivel y la longitud para el diseño de los muros de contención obteniendo los siguientes resultados: largo ($L=8\text{m}$), altura ($h = 5\text{m}$).

Para **Escobar Y. (2018)**. Citado como antecedente nacional indica El estudio topográfico pretende delimitar bien el área de estudio o terreno donde se va a hacer la construcción, lotearlo si es el caso, determinar desniveles y longitudes. El cual en dicho levantamiento obtuvo el mayor desnivel $H = 4.50\text{m}$ y el menor desnivel $H = 3.50\text{ m}$, para una $L = 50.13\text{ml}$.

Estamos de acuerdo con lo dicho por el antecedente ya que un levantamiento topográfico es muy importante para proyectos de muros de contención, en relación a los resultados para nuestra investigación nuestro mayor desnivel determinado es de 5m de altura y el del antecedente es de 4.50m y en relación a la longitud en nuestro estudio el muro será para una longitud de : $L=8\text{m}$ y para el antecedente $L = 50.13\text{ m}$.

Discusión 4:

En la presente investigación se llevó a cabo el **diseño de un muro en voladizo** para salvar una altura de 5m y un Largo de 8m estas dimensiones son las requeridas para el área en estudio. para lo cual se realizó el uso de la teoría de Rankine, En donde se determinó los siguientes factores de seguridad: $FSV=3.72$ lo cual indica que $FSV>2$,Para el deslizamiento se obtuvo $FSD=2.24$ lo cual indica que $FSD>1.5$.y por el aspecto económico se asumió 1650.33 s/ por metro lineal.

En comparación con **Paucar J. y Paria H. (2014)**. Citado como antecedente nacional Realizan el análisis de los muros de contención y su aspecto económico para una altura de 4m, esto para muros en voladizo, muros de gravedad y muros de gaviones, en donde hizo uso de la teoría de Rankine para poder determinar los coeficientes activos y pasivos de Rankine indicando lo siguientes factores de seguridad para el muro en voladizo se tiene: $FSV = 2.77$, $FSD = 1.55$.y por el aspecto económico se obtuvo 2735.19 s/ por metro lineal.

Por su parte **Palacios, L y Tóala, M. (2015)**. Citado como antecedente internacional realizan el diseño de un muro de contención en voladizo para una altura de 7m en la cual da mano de la teoría de Rankine para determinar sus respectivos coeficientes de Rankine. Obtenido los siguientes factores de seguridad $FSV=2.21$ $FSD=1.55$

Como se puede observar en nuestra investigación nuestros factores de seguridad para el muro en voladizo son mayores a los determinados por nuestros antecedentes, lo cual no quiera decir que los resultados obtenido por nuestros antecedentes estén mal, puesto que sus valores de factores de seguridad también se encuentran por encima de los valores mínimos requeridos. en el aspecto económico en nuestra investigación el valor del costo asumido por metro lineal del muro en voladizo es menor a lo determinado en los antecedentes por 1084.86 S/. Por consiguiente, el objetivo propuesto esta logrado.

Discusión 5:

En la presente investigación se realizó el **diseño de un muro de gaviones** de 5m de altura y un largo de 8m para lo cual se dio uso de la teoría de Rankine para determinar sus respectivos coeficientes y en donde se determinó sus factores de seguridad mínimos requeridos para: $FSV = 3.72$ lo cual indica que $FSV > 2$,Para el deslizamiento se obtuvo $FSD = 2.27$ lo cual indica que $FSD > 1.5$ por lo tanto el diseño es correcto. con un costo de 1250.224 s/ por metro lineal.

En comparación con **Arrollo Z. y Capuñay S. (2016)**. Citado como antecedente nacional proponen alternativas de contención para las MZ D1 en el sector Arica. Con muros de contención de gravedad voladizo y gaviones en la cual utilizan la teoría de Rankine para determinar los diferentes coeficientes de Rankine esto

aplicado para un muro de 4.70 m de altura, en la que concluyeron determinando los factores de seguridad para el muro de gavión: Para el FSV = 24.88 y para el FSD = 11.43

Por su lado ***Paucar J. y Paria H. (2014)***. Citado como antecedente nacional Realizan el análisis de los muros de contención y su aspecto económico para una altura de 4m, esto para muros en voladizo, muros de gravedad y muros de gaviones, en donde hizo uso de la teoría de Rankine para poder determinar los coeficientes activos y pasivos de Rankine indicando lo siguientes factores de seguridad para el muro de gavión se tiene: FSV = 4.13, FSD = 1.97 .y por el aspecto económico se obtuvo 1732.87 s/ por metro lineal.

Como nos podemos dar cuenta los valores de factor de seguridad de nuestra investigación son menores en comparación con los factores obtenidos por nuestros antecedentes, esto no significa que nuestro diseño este mal, nuestro diseño es correcto puesto que nos encontramos por encima de los parámetros mínimos de seguridad para Vuelco >2 y Deslizamiento >1.5. Por consiguiente, el objetivo esta logrado. y respecto al aspecto económico el costo para el muro de gavión que nosotros asumimos es menor al que determinaron en los antecedentes obteniendo una diferencia de 482.647 s/.

VI.CONCLUSIONES

A las conclusiones que se llegó en presente informe de investigación realizado en el asentamiento humano “Las lomas de nueva esperanza – Collique - Comas“, el cual tenía como objetivo general Analizar la influencia del estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique – 2019.se indican a continuación:

CONCLUSIÓN GENERAL:

Como conclusión a lo planteado en el objetivo general se puede decir que el análisis y diseño los muros de contención son correctos puesto que estos cumplen con todos los factores y criterios técnicos para determinar su estabilidad y de tal forma cualquiera de estos tres muros pueden contribuir con la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles en el A.H “Las lomas de nueva esperanza” – Collique – Comas. En nuestra investigación el muro que presenta mayores factores de seguridad es el muro de gravedad, por el aspecto económico el muro de gaviones resulta ser el mas económico. En nuestro caso como diseño adecuado a la zona elegiremos al muro de gravedad por presentar una diferencia mínima favorable con respecto al factor de seguridad a volteo y deslizamiento frente a los otros dos muros en condiciones estáticas y en condiciones sísmicas.

CONCLUSIONES ESPECÍFICAS:

CONCLUSIÓN ESPECIFICA # 1.- Los estudios previos que siempre se tienen que tener en cuenta en un proyecto de muros de contención son el estudio de mecánica de suelos y un levantamiento topográfico. En relación al estudio de **mecánica de suelos** estos se obtuvieron mediante unos ensayos de laboratorio, en los cuales para tal análisis se determinó la excavación de dos calicatas de 1.5m de profundidad en los cuales se pudo determinar lo siguiente: en las dos calicatas que se evaluaron se determinó que predomina un solo tipo de suelo el cual es Grava limosa con arena(GM), el ángulo de fricción interna ($\phi = 33.1^\circ$), Cohesión = 0.00 kg/cm², capacidad portante del suelo ($\sigma_{adm} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$) y el asentamiento del suelo ,(asentamiento máximo $s = 2.47 \text{ mm} < \text{asentamiento tolerable } s = 10.0 \text{ mm}$) por tanto se determinó que el suelo es bueno para realizar construcción de estructuras sobre él.

En relación a la topografía a través de **un levantamiento topográfico** en el punto de estudio se pudo determinar el desnivel y la longitud para el diseño de los muros de contención: largo ($L = 8\text{m}$), altura ($h = 5\text{m}$).

CONCLUSIÓN ESPECÍFICA # 2.- Se diseñó el muro de gravedad para salvar una altura de 5m y un Largo de 8m estas dimensiones son las requeridas para el área en estudio. Usar este tipo de muro en la zona de estudio representa una alternativa de solución válida para la estabilidad de los taludes en las viviendas no ingenieriles del A.H “las lomas de Nueva esperanza”, puesto que los resultados obtenidos en el diseño del muro en gravedad indican que técnicamente el diseño del muro es correcto porque se está cumpliendo con los factores de seguridad mínimos requeridos para que un muro de contención sea estable: Para el factor de seguridad para vuelco el muro obtuvo un **FSV = 3.90** lo cual indica que $FSV > 2$, Para el factor de seguridad a deslizamiento se obtuvo **FSD=2.40** lo cual indica que $FSD > 1.5$ y con respecto al esfuerzo máximo sobre el suelo se determinó: **$\sigma_{max} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$** $< \sigma_{adm} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$ con lo cual se está dentro de la capacidad admisible del terreno.

CONCLUSIÓN ESPECÍFICA # 3.- Se diseñó el muro en voladizo para salvar una altura de 5m y un Largo de 8m estas dimensiones son las requeridas para el área en estudio. Usar este tipo de muro en la zona de estudio representa una alternativa de solución válida para la estabilidad de los taludes en las viviendas no ingenieriles del A.H “las lomas de Nueva esperanza”, puesto que los resultados obtenidos en el diseño del muro en voladizo indican que técnicamente el diseño del muro es correcto porque se está cumpliendo con los factores de seguridad mínimos requeridos para que un muro de contención sea estable: para el factor de seguridad para vuelco el muro obtuvo un **FSV = 3.72** lo cual indica que $FSV > 2$, Para el factor de seguridad para deslizamiento se obtuvo **FSD = 2.24** lo cual indica que $FSD > 1.5$ y con respecto al esfuerzo máximo sobre el suelo se determinó: **$\sigma_{max} = 0.80 \text{ kg/cm}^2$** $< \sigma_{adm} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$ con lo cual se está dentro de la capacidad admisible del terreno.

CONCLUSIÓN ESPECÍFICA # 4 .- Se diseñó el muro de gaviones para salvar una altura de 5m, una base de 3.50m y un Largo de 8m, estas dimensiones son las requeridas para el área en estudio. Se usó dos tipos de bloques con las

siguientes dimensiones :w1 = 1mx1mx1m y P1= 0.5mx1mx1m .El uso de este tipo de muro en la zona de estudio también representa una alternativa de solución válida para la estabilidad de los taludes en las viviendas no ingenieriles del A.H “las lomas de Nueva esperanza” ,puesto que los resultados obtenidos en el diseño del muro de gaviones indican que técnicamente el diseño del muro es correcto porque se está cumpliendo con los factores de seguridad mínimos requeridos :Para el factor de seguridad para vuelco el muro obtuvo un **FSV = 3.72** lo cual indica que $FSV > 2$,Para el factor de seguridad para deslizamiento se obtuvo **FSD = 2.27** lo cual indica que $FSD > 1.5$ y con respecto al esfuerzo máximo sobre el suelo se determinó : **$\sigma_{max} = 0.88 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$** con lo cual se está dentro de la capacidad admisible del terreno.

Resumen de los factores de todos los muros de contención diseñados en el presente estudio ver tabla 25.

Tabla 25. *Resumen de factores de seguridad del estudio comparativo*

CUADRO COMPARATIVO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD QUE TIENEN LOS MUROS		
<i>ANALISIS ESTATICO DE LOS MUROS</i>		
TIPO DE MURO	FSV	FSD
Muro de gravedad	3.90	2.40
Muro en voladizo	3.72	2.24
Muro de gaviones	3.67	2.10

Fuente. Elaboración propia

Como respuesta a las hipótesis planteadas en la presente investigación el estudio de mecánica de suelos y levantamiento topográfico facilitan y aseguran la realización de un proyecto de muros de contención confiable, es por ello que las dos primeras hipótesis son verdaderas, en relación a nuestras otras dos hipótesis un muro es estable si cumple los dos factores de seguridad tanto a vuelco y deslizamiento en caso que cumpla solo una el muro no es 100% estable, por lo cual nuestras dos hipótesis siguientes son falsas.

VII. RECOMENDACIONES

1.- Se recomienda a la población en general que sean mas conscientes al momento de construir sus viviendas, que busque terrenos estables que no tengan pendientes pronunciadas o terrenos accidentados para que de esa manera se pueda evitar este tipo de construcciones que son un gasto extra al valor que cuesta construir una vivienda en un terreno plano y estable. En el caso que exista la necesidad de realizar la construcción de estructuras de contención optar por realizar un estudio comparativo de muros de contención y de esa manera determinar cuál es el muro mas adecuado para nuestro proyecto.

2.- Cuando se realiza proyectos que estén relacionados con estabilidad de taludes a través de muros de contención es indispensable realizar un estudio de mecánica de suelos y un levantamiento topográfico, pues son estos estudios los mas importantes al momento en que uno va a diseñar un muro.

3.- Se recomienda que en todo diseño de muros de contención se cumplan con los factores mínimos de seguridad requeridos para vuelco y deslizamiento, ya que si no se cumple con estos parámetros se estaría facilitando a que el muro en algún momento pueda fallar siendo esto algo peligroso para los pobladores de la zona en estudio.

4.- Cuando se quieran salvar alturas de mas de 7m los muros de gaviones y gravedad no son tan recomendables, en estos casos se adicionaría un soporte al muro de voladizo en la parte de su pantalla lo cual lo convertiría en un muro de contrafuerte lo cual es una estructura óptima para grandes alturas.

Posibles investigaciones:

Diseño muros de contención para embalsamiento de agua a fin de poder recolectar aguas de lluvia y aplicarlo al uso agropecuario en las zonas andinas del Perú.

Análisis de la estabilidad global de un talud en algún asentamiento humano del departamento de lima.

REFERENCIAS

AGUILAR Yañez, César. *Análisis comparativo entre sistemas de drenajes con geosintéticos versus sistemas de drenajes naturales para muros de contención*. Título (Título de ingeniero constructor). Chile: Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, 2008.163pp.

ARIAS, Fidas. *El proyecto de investigación introducción a la metodología científica* [en línea] 5^a ed. Caracas-Venezuela: Editorial Episteme, C.A. 2006 [Fecha de consulta: 22 de octubre del 2019].

Disponible en: <https://www.slideshare.net/vcorreabalza/fidas-g-arias-el-proyecto-de-investigacin-5ta-edicin-edicin-edicin>

ISBN: 9800785299

ÁVILA Vigil, Patricia. *Diseño de un muro de contención de gravedad a base de mampostería ubicado en la universidad don vasco*. Tesis (Título de ingeniería Civil). México: Universidad Nacional Autónoma de México. Escuela de ingeniería civil ,2014.123 pp.

AVILÉS Pilco, Marco. *Análisis técnico y económico para muros de contención de hormigón armado comparado con muros de gaviones y sistemas de suelo reforzado para alturas $h=5m$, $h=7.5m$, $h=10m$, $h=15m$, para una longitud de 80*. Tesis (Título de Ingeniería civil), Ecuador: Universidad central del ecuador, Facultad de ingeniería, ciencias físicas y matemáticas, 2014.730 pp.

ARROYO Quiliche, Zoila y CAPUÑAY Bautista, Sofia. *Alternativas de contención en las mz D1 y E1 del sector Arica, distrito de Coishco – Santa – Ancash*. Tesis (Título de ingeniero civil). Ancash: Universidad nacional del Santa, Facultad de ingeniería ,2016.169 pp.

BALLÓN Andrés y ECHENIQUE José .*Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú*. Tesis (Título de ingeniero civil). Perú: Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas, Facultad De Ingeniería,2017.96pp.

BARROS, José .*Muros de contención* [en línea]. .3^a ed. Barcelona-España: Ediciones CEAC, S.A. ,1974 [Fecha de consulta: 19 de octubre del 2019]

Disponible en:

https://www.iberlibro.com/servlet/BookDetailsPL?bi=30101328101&cm_sp=rec-_-pd_hw_i_1-_-bdp&reftag=pd_hw_i_1.

ISBN: 843292962X.

BALESTRINI, Mirian. *Como se Elabora el Proyecto de investigación* [en línea]. 7^{ma}ed. Venezuela: BL consultores Asociados, Servicio Editorial Caracas 2006. [Fecha de consulta: 28 de octubre del 2019]. Disponible en: <file:///C:/Users/user/Downloads/158963693-Como-Se-Elabora-El-Proyecto-de-Investigacion-Ballestrini-7ma.pdf>

ISBN:9806293037.

BERNAL, Cesar. *Metodología de la investigación científica* [en línea]. 3^a ed. Colombia: Person Educación Ltda.20101993 [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019]. Disponible, en: <http://abacoenred.com/wp-content/uploads/2019/02/El-proyecto-de-investigaci%C3%B3n-F.G.-Arias-2012-pdf.pdf>

ISBN: 9789586991285

BEJAR, Daniel. *Metodología de la investigación* [en línea] 1^a ed. Colombia: Editorial Shalom 2008 [Fecha de consulta: 21 de octubre del 2019].

Disponible en:

<http://www.rdigital.unicv.edu.cv/bitstream/123456789/106/3/Libro%20metodologia%20investigacion%20este.pdf>

ISBN: 9789592127837

BRAJA, M .*Fundamentos de ingeniería Geotécnica* [en línea]. 4^a ed. México: Cengage Learning Editores, S.A.2015 [Fecha de consulta: 19 de octubre del 2019]. Disponible en:

https://www.academia.edu/37854899/Fundamentos_de_Ingenieria_Geotecnica_Braja_M_Daş.

ISBN: 9786075193731

CASTREJÓN Sánchez, Carlos. *Diseño de muro de contención para retener un terraplén para la huerta “los tres potrillos “en la localidad de patuán, mich.* Tesis (Título de Ingeniero Civil). México: Universidad Nacional Autónoma de México, Escuela de Ingeniería civil México ,2017.156pp.

CHÁVEZ, José .*Geotecnia* [en línea]. 1^a ed. Ciudad Universitaria, México, D.F.: Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil ,2006 [Fecha de consulta: 18 de octubre del 2019].

Disponible en: <http://www.geolibrospdf.com/2017/11/geotecnia-chavez-aguirre-pdf.html>

ISBN: 9703229905.

CRESPO, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones* [en línea]. 5ª ed. Mexico, D.F.: Limusa Noriega Editores ,2004 [Fecha de consulta: 18 de octubre del 2019]. Disponible en: <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-y-cimentaciones-crespo-villalaz.pdf>. ISBN: 9681864891

CORMAC jack y Russell H. Brown. *Design of Reinforced Concrete* [en línea].8th ed. mexico Alfa omega Grupo Editor, S.A.2011 [Fecha de consulta: 09 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://www.todostuslibros.com/autor/jack-mccormac> ISBN:9780470279274

ESPADA Loli, Roger. *Estudio comparativo de costos entre muros de contención por el método convencional y por el método del suelo reforzado con geo mallas*. Tesis (Título de ingeniero Agrícola). Ancash: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Facultad de Ciencias Agrarias, 2017.94 pp.

ESCOBAR Licapa, Yuzhen . *Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de Independencia, Lima en el 2016*.Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería ,2016.170 pp.

FRATELLI, María .*Suelos, Fundaciones y Muros* [en línea]. 1ª ed.Venezuela: Bonalde Editores 1993 [Fecha de consulta: 20 de octubre del 2019]. Disponible en: https://www.academia.edu/8952724/SUELOS_FUNDACIONES_y_MUROS_Maria_Graciela_Fratelli ISBN: 9800716262

GERSCOVICH ,Denise. *Estabilidad de Taludes* [en línea] .1ª ed. Bogotá, Cali, Medellín : Lemoine Editores,2015 [Fecha de consulta: 18de octubre del 2019]. Disponible en: <http://biblioteca.utea.edu.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=7536> ISBN: 9789585903500.

GONZÁLES Raisirys.y SALAZAR Franciris. *Aspectos básicos del estudio de muestra y población para la elaboración de los proyectos de investigación*. Tesis (Título de licenciado en Administración). Venezuela: Universidad de oriente núcleo de Sucre, Escuela de administración curso especial de grado ,2008 .95pp.

HERNANDEZ Roberto, FERNÁNDEZ Carlos y BAPTISTA Lucio. *Metodología de la investigación* [en línea]. . 5ª ed. México D.F: McGraw-Hill / Interamericana Editores, S.A. de C.V.2010 [Fecha de consulta: 21 de octubre del 2019].

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

ISBN: 9786071502919

Huamán Ricardo. Proyecto: “Creación de muro de contención en la calle los gorriones y Pje.las Martigarias de la agrupación familiar el mirador súper s iv,comuna 17 del distrito de San juan de Lurigancho - provincia de Lima”. Perú – 2019. [Fecha de consulta: 25 de mayo 2020]. Disponible en : <https://wetransfer.com/downloads/3dcf2a664ab9f711ff1441338321d9c220200501141221/ca908afa156f0b83e23cc58529fb5ef920200501141257/ef17df>

INSTITUTO Nacional de Estadística e Informática: *Censos Nacionales 2017: XII de Población y VII de Vivienda*. (junio del 2018). Disponible en https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1530/libro.pdf.

JUÁREZ Eulalio y RICO Alfonso. *Mecánica de Suelos* [en línea].3ª ed. México, D.F: Limusa Noriega Editores , 2005 [Fecha de consulta: 18 de octubre del 2019].

Disponib le en: <https://veteranos1927.files.wordpress.com/2014/05/mecanica-de-suelos-tomo-1-juarez-badillo.pdf>.

ISBN: 9861800699.

KAZUHIKO,Narita. *Response control of cantilevered rc walls in gymnasia with energy - dissipation roof bearings* . Revista Architectural Institute of Japan [en línea].marzo del 2015, N°80.[Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019] Disponible en : <http://eds.a.ebscohost.com/eds/detail/detail?vid=18&sid=22c45f0fe444-49c1-8af76803b8579fce%40sdcvsessmgr02&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1lZHMtbGl2ZQ%3d%3d#AN=edsjst. DN.JLC.20008175906&db=edsjst>

ISSN: 13404202

MONTENEGRO Kevin. *Diseños de muros de contención para el mejoramiento de la estabilidad de taludes a fin de construir casas de concreto en el AA. HH las Minas*. Tesis (título de ingeniero civil). Perú: universidad cesar vallejo, facultad de ingeniería ,2019,163pp.

M. Fontanese, Melisa .*A stability analysis of the retaining walls of machupicchu*.Tesis (Título de Master de Science).Estados unidos: University of Pittsburgh de los estados Unidos, Escuela de ingeniería, 2010,123 pp.

NIÑO Rojas, Victor, *Metodología de la Investigación* [en línea]. 1ª ed. Bogotá - Colombia: Bogotá: Ediciones de la U, 2011. [Fecha de consulta: 22 de octubre del 2019]. Disponible en:

<http://roa.ult.edu.cu/bitstream/123456789/3243/1/METODOLOGIA%20DE%20LA%20INVESTIGACION%20DISENO%20Y%20EJECUCION.pdf>

ISBN: 9789588675947

PACHECO Zapata, Arturo. *Estabilización del talud de la costa verde en la zona del distrito de san isidro*. Título (Título de ingeniero civil). Perú: Pontificia universidad Católica del Perú, Facultad de ciencias en ingeniería ,2006 .88 pp.

PAUCAR Llancari, Juan y PARI Ccencho, Héctor. *Propuesta técnica para la protección de la carretera Ocopa - Anchonga - km 06+500*, afectado por la erosión del rio Lircay-2014. Tesis (Título de ingeniería civil). Huancavelica: Universidad Nacional de Huancavelica, Facultad de ingeniería de Minas – Civil. 2014.198 pp.

PALACIOS Zambrano, Lucia y TOALA Chávez Maria. *Diseño de dos muros de contención para el proyecto ciudad casa de la cultura de la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí 2014- 2015*. Tesis (Título de Ingeniería Civil). Ecuador: Universidad Técnica de Manabí del Ecuador, Facultad de ciencias matemáticas, físicas y químicas, 2014-2015.113 pp.

REGLAMENTO Nacional de Edificaciones (Perú). *Norma E.030 Diseño sismo resistente. Zonas sísmicas, 2019*. Lima: RNE ,2019.385pp.

REVISTA Educacion. *San Pedro, montes de Oca*, Costa Rica, 33(1).2009
ISBN: 03797082.

Revista The Science of the Total Environment [en línea]. China: College Of Life Sciences, 2019[fecha de consulta: 05 de mayo del 2019]. Disponible en <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=8e873a4bd287-4a6a-9268f8630562d439%40sessionmgr4010&bdata=Jmxhbm9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZI#AN=49661357&db=eoah>

ISSN: 00489597

Revista The Science of the Total Environment [en línea]. China: China University of Geosciences(Wuhan), 2019(fecha de consulta: 05 de mayo del 2019). Disponible en <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=97956e43f6d2-4de0-abca11ad6b7e525e%40sessionmgr4007&bdata=Jmxhbm9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZI#AN=49806705&db=eoah>

ISSN: 00489697

Revista de Ingenieria , Investigacion y Tecnologia [en línea]. Colombia: Universidad Militar Nueva Granada, de Bogota, 2015 [fecha de consulta: 18 de noviembre del 2019] Disponible en <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=6&sid=ff6ba8ecabf648d5aad7f39b1ed77be4%40sessionmgr4008&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZI#AN=36852458&db=eoah>

ISSN: 14057743

Revista Composites Part B, Engineering [en línea]. China: College of Civil Engineering, 2019 [fecha de consulta: 14 de octubre del 2019]. Disponible <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=2d3579edca56-48d2-a80f-e761c1340d67%40sdcvsessmgr02&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZI#AN=47025375&db=eoah>.

ISSN: 13598368

Revista Geomorphology [en línea]. China: Kioto University, 2019 [fecha de consulta: 16 de mayo del 2019]. Disponible en <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=06471a022219-4fda-91ac416c75d5458d%40sessionmgr4008&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZI#AN=49916319&db=eoah>

ISSN: 0169555X

RICARDO Ramos, Aviña. *Diseño de muro de contención para retener un talud para una casa habitación ubicada en la calle privada Díaz Ordaz número 46, colonia popular campestre, en Uruapan, Mich.* Tesis (Título de ingeniería civil). México: Universidad Nacional Autónoma de México. Escuela de ingeniería civil, 2018. 117 pp.

SARIBAS, Llyas. *Seismic performance of recycled aggregate – filled cantiléver reinforced concrete retaining walls.* *Avances in Mechanical Engineering* [en línea]. Abril del 2019, N°. 11 [Fecha de consulta: 30 de septiembre del 2019] Disponible en <http://www.sagepub.com/home.nav> .

ISSN: 16788132

Seismic responses of the Steel – strip reinforced soil retaining Wall with full – height rigid facing from shaking table test por Li-cong Cao [et. al]. *Journal of Mountain Science*[en línea]. Mayo del 2018, n.o 15. [fecha de consulta: 23 de septiembre del 2019] Disponible en <http://www.springer.com/us/>

ISSN: 16726316

SOTO Jhon ,Josept. *Protección y estabilización de Taludes para evitar deslizamientos*. Título (Título de ingeniero constructor). Chile: Universidad Austral de Chile, Facultad de ciencias de la ingeniería ,2011.122pp.

Study on the applicability of a retaining Wall using batter piles in clay por Minsu, Seo[et.al]. Canadian Geotechnical Journal [en línea]. Agosto del 2016, n.o 53. [fecha de consulta: 20 de noviembre del 2019] Disponible en <http://pubs.nrc-cnrc.gc.ca/rp- ps/journalDetail.jsp?jcode=cgj&lang=eng>

ISSN: 00083674

Short – term flexural behavior of concrete filled pultruded GFRP celular and tubular sections with pin – eye conections for modular retaining Wall construction por Ferdous, Wahid [et.al]. Composite Structures [en línea]. Diciembre del 2018, n.o 206. [fecha de consulta: 25 de agosto del 2019] Disponible en <http://eds.a.ebscohost.com/eds/results?vid=23&sid=da9748a7-64a24828-8d9113d05adfb9b3%40sessionmgr4008&bquery=JN+%22Composite+Structures%22&bdata=Jmxhbm9ZXMmdHlwZT0wJnNlYXJjaE1vZGU9QW5kNnpdGU9ZWZLWxpdmU%3d>

ISSN: 02638223

SUÁREZ, Jaime .*Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas tropicales* [en línea]. 1^a ed.Bucaramanga –Colombia: Publicaciones UIS, 1998 [Fecha de consulta: 119 de octubre del 2019].

Disponible, en:<http://desastres.usac.edu.gt/documentos/docgt/pdf/spa/doc0101/doc0101.pc> ISBN: 9583308005

Talatahari.S. Artículo (*Optimo Design of Gravity Retaining Walls Using Charged System Search Algorithm*). Irán: Universidad de Tabriz, Irán, De la Facultad de Ingeniería ,2012.11pp.

Disponible en: <https://www.hindawi.com/journals/mpe/2012/301628/>

VARA Tarazona, Jairo. *Análisis técnico económico comparativo del diseño muro de contención tipo gavión y mampostería en el rio parco, centro poblado de parco – Piscobamba 2017*.Tesis (Título de Ingeniero civil). Ancash: Universidad Cesar Vallejo, Facultad de ingeniería ,2017.131 pp.

VALLADARES Ibarra, Paul. *Estabilidad de taludes con anclas*. Tesis (Título de Ingeniero Civil). México: Universidad nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2015.89 pp.

VEISKARAMI, Mehdi, JAMSHIDI, Resa y JAMEEI, Amir. *A study on the static and seismic earth pressure problems in anisotropic granular media*. Geotechnical and Geological Engineering [en línea]. Noviembre 2018, n.o 3.[fecha de consulta: 06 de mayo del 2020] Disponible en <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=1ba97e971d33-45b7-857321c9a3736567%40sdcvsessmgr03&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZl#AN=47028077&db=eoah>

ISSN: 09603182


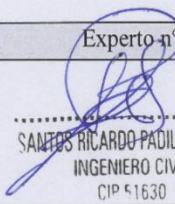
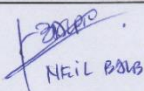

Yulindasari N. *Effect of Area Development on the Stability of Cut Slopes*. Artículo (La 5ª conferencia internacional de Euro Asia Foro de Ingeniería Civil - (EACEF-5).Indonesia : universidad de Sriwijaya Indralaya, Sumatra del sur- Indonesia, De la facultad de ingeniería ,2015.7pp.

Disponible, en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705815033883>

ANEXO 1: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE DE ESTUDIO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
<p><i>Variable independiente (X)</i></p> <p style="text-align: center;">MUROS DE CONTENCIÓN</p>	<p>Para Barros J : Los muros son obras de contención destinadas al sostenimiento de tierras en lo global. Específicamente pueden ser usados como soportes de contención de granos, agua y otros elementos.(1980,p.10).</p>	<p>Se define como muros de contención a toda estructura encargada de sostener una determinada porción de terreno ,brindándole un sostenimiento por ende una estabilidad.</p>	Estudios previos	Estudio de mecánica de suelos	Razón
				Levantamiento topográfico	Razón
			Diseño del muro de gravedad	Factor de seguridad a vuelco	Razón
			Diseño del muro en voladizo		
			Diseño del muro de gaviones	Factor de seguridad a deslizamiento	Razón
<p><i>Variable dependiente:(Y)</i></p> <p style="text-align: center;">ESTABILIDAD DE TALUDES</p>	<p>Suarez J: Indica a un talud como una gran masa de tierra la cual no tiene unas características planas sino más bien cuenta con una pendiente o diferencias considerables en su altura. En la literatura se denomina o conoce como un talud a aquella formación o conformación de tierra que se dio de una forma artificial y laderas aquellas elevaciones formadas naturalmente sin la intervención del hombre (1998, p.1).</p>	<p>Los taludes son toda inclinación con respecto a la horizontal , se puede presentar en forma natural o artificial.</p>	<p>Taludes por su altura</p>	Taludes bajos (0 a 5m)	<p>intervalo</p>
				Taludes medianos (5 a 20m)	
				Taludes altos (mayor a 20m)	
			Tipos de taludes	Taludes naturales	Nominal

ANEXO 2: INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS			
Título de la Tesis: “Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019”			
Tesista : Tamariz Maza Jack Kelvin			
Datos Generales			
Departamento	Distrito	A.H	Zona sísmica
Vivienda N°			
Muro de gravedad			
Características	Largo (m)	Alto (m)	Inclinación del talud (°)
Muro de Gaviones			
Características	Largo (m)	Alto (m)	Inclinación del talud (°)
Muro en voladizo			
Características	Largo (m)	Alto (m)	Inclinación del talud (°)
Tipo de pendiente			
Pendiente suave:	$< a 5^\circ$		
Pendiente regular:	Entre 5° a 20°		
Pendiente pronunciada:	$> a 20^\circ$		
Experto n°1	Experto n°2	Experto n°3	
 SANTOS RICARDO PADILLA PICHÉR INGENIERO CIVIL CIP 51630	 NEIL BOBIN CIP. 84278	 Juan Manuel Ulloa Clavijo INGENIERO CIVIL CIP: 86352	
Fecha: / / 2019	Fecha: / / 2019	Fecha: / / 2019	

ANEXO 4: MATRIZ DE CONSISTENCIA

"Estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles ,Collique - 2019"						
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES	DIMENCIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
¿Cómo influye el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019?	Analizar la influencia del estudio comparativo de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.	"El estudio comparativo de muros de contención permitirá la elección del muro óptimo para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019"	Variable independiente (X)			
			MUROS DE CONTENCIÓN	Estudios previos	Estudio de mecánica de suelos	- Ficha de recolección de datos. - Hojas de cálculo de Microsoft Excel. - Software Geo5 - R.N.E – E.030 - R.N.E – E.060 - R.N.E – CE.020 - R.N.E – E.050 - ACI – 318 -14
				Diseño del muro de gravedad.	Levantamiento topográfico	
				Diseño del muro en voladizo.	Factor de seguridad a vuelco	
Diseño del muro de gaviones.	Factor de seguridad a deslizamiento					
Variable dependiente (Y)						
¿Cómo influye el estudio de mecánica de suelos en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019?	Determinar el estudio de mecánica de suelos en el estudio comparativos de muros de contención para la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique - 2019	El estudio de mecánica de suelos facilita conocer la capacidad portante en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019	ESTABILIDAD DE TALUDES	Taludes por su altura	Taludes bajos Taludes medianos Taludes altos	-Fichas de recolección de datos -RNE-E020 - NTP-CE.020
				Taludes naturales Taludes artificiales		
¿Cómo influye el levantamiento topográfico en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019?	Determinar el levantamiento topográfico en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.	"El levantamiento topográfico posibilita conocer los desniveles en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019"				
¿Cómo influye el diseño por vuelco en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019?	Calcular el factor de seguridad por vuelco en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.	"El factor de seguridad a vuelco garantiza la seguridad en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019"				
¿Cómo influye el diseño por deslizamiento en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019?	calcular el factor de seguridad a deslizamiento en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique-2019.	"El factor de seguridad a deslizamiento garantiza la seguridad en el estudio comparativo de muros de contención en la estabilidad de taludes en viviendas no ingenieriles Collique -2019"		Tipos de taludes		

ANEXO 5: EXPEDIENTE TÉCNICO



**MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN DE LURIGANCHO
GERENCIA DE DESARROLLO URBANO
SUB GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS**

EXPEDIENTE TECNICO

**PROYECTO: "CREACIÓN DE MURO DE
CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES
Y PJE. LAS MARTICARIAS DE LA AGRUPACIÓN
FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA
17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE
LURIGANCHO - PROVINCIA DE LIMA -
DEPARTAMENTO DE LIMA**

**LUGAR : Agrupación Familiar El Mirador Súper S IV
DISTRITO : SAN JUAN DE LURIGANCHO
PROVINCIA : LIMA
DEPARTAMENTO : LIMA**

SNIP N°: 172376



SETIEMBRE, 2019

ANEXO 6: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



SPINAR
CONSULTORES
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS
PAVIMENTOS – ASESORA – CONSULTORIA
R.U.C. 20602767656



ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

**“CREACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA
CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS
DE LA AGRUPACIÓN FAMILIAR EL MIRADOR
SÚPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN
JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA-
DEPARTAMENTO DE LIMA”**




ING. MANUEL HUAMAN GARCÍA
INGENIERO CIVIL,
ESPECIALISTA EN SUELOS
REG. CIP N° 110219

Calle Jose Morales N° 340 - Zona B - San Juan de Miraflores - Lima
espinar_sac@hotmail.com

Cel: 940-015-534



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS , CONCRETO Y ASFALTO

OBRA : "CREACION DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"

MATERIAL : SUELO - EXISTENTE

UBICACIÓN : San Juan de Lurigancho- Lima- Lima

FECHA : 24/09/19

DATOS DE LA MUESTRA

Calicata : 01

Muestra : M-01

Prof. (m) : 0.00 - 1.50

Estado : Remoldeado (material <Tamiz N°4)

Especimen N°	I	II	III
Lado del molde (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de la muestra (cm)	2.41	2.41	2.41
Densidad humeda inicial (g/cm3)	1.782	1.782	1.782
Densidad seca inicial (g/cm3)	1.673	1.673	1.673
Cont. De humedad inicial (%)	6.5	6.5	6.5
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.37	2.36	2.35
Altura final de la muestra (cm)	2.35	2.33	2.32
Densidad humeda final (g/cm3)	2.374	2.083	2.092
Densidad seca final (g/cm3)	1.713	1.724	1.738
Cont. Humedad final (%)	21.0	20.8	20.4
Esfuerzo normal (kg/cm2)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm2)	0.329	0.655	0.982
Angulo de friccion interna	33.1		
Cohesion (kg/cm2)	0.00		

Nota: los especimenes se remoldearon con una densidad menor a la especificada.


RICARDO MANUEL HUAMAN GAMONAL
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN SUELOS
REG. CIP N° 110219



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

OBRA : "CREACION DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"

MATERIAL : SUELO - EXISTENTE

UBICACIÓN : San Juan de Lurigancho- Lima- Lima

FECHA : 24/09/19

DATOS DE LA MUESTRA

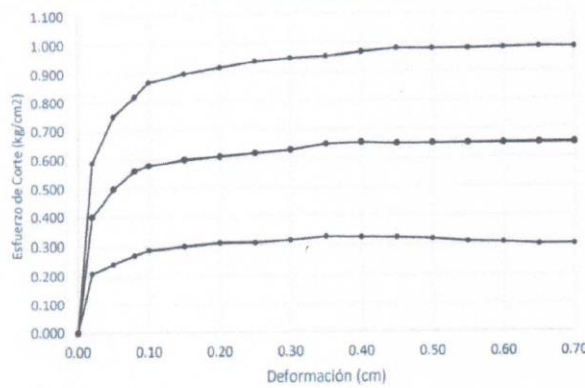
Calicata : 01

Muestra : M-01

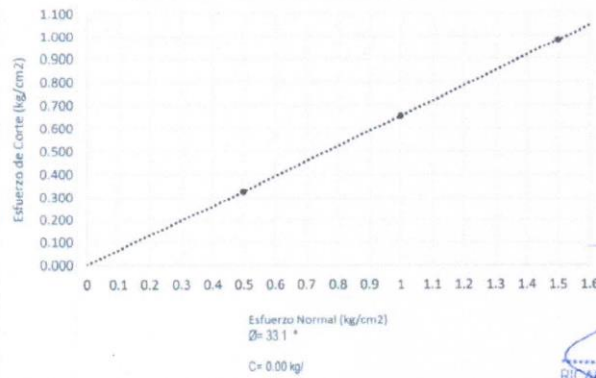
Prof. (m) : 0.00 - 1.50

Estado : Remoldeado (material <Tamiz N°4)

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



[Signature]
RICARDO MANUEL HUAMAN GAMONAL
 INGENIERO CIVIL
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 REG CIP N° 110219



ECUACIÓN DE CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA

En el siguiente cuadro se deberá digitar los datos que soliciten y al final:

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -MÉTODO DE TERZAGHI-

Datos:

Profundidad de desplante, Df (mts):	
Peso Volumétrico del suelo, Gm (Ton/m ³):	
Cohesión del suelo, c, (Ton/m ²):	
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	
Ancho o Radio del cimiento, B ó R (mts):	
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	

Cálculos y Resultados:

Factores dependientes del ángulo de fricción:

Factor de cohesión, Nc =	
Factor de sobrecarga, Nq =	
Factor de piso, Ng =	

Para todo cimiento:

$$q_c = c' \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_q$$

$$q_a = q_c / F.S.$$

$$c' \cdot N_c =$$

$$G_m \cdot D_f \cdot N_q =$$

$$0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_q =$$

$$q_c, (Ton/m^2) =$$

$$q_a, (Ton/m^2) =$$

Con los valores de la densidad en campo, y el tipo de suelo podemos encontrar el ángulo de fricción interna ϕ y con él los factores de capacidad de carga.

Resultados:

Ángulo de fricción interna = 33.1°

Cohesión = 0.00

Estando del lado de la seguridad en forma conservadora.

Es con este ángulo de fricción que determinamos los valores adimensionales $N_c = 48.09$, $N_q = 32.23$, $N_y = 31.94$ para el cálculo de la capacidad de carga.


RICARDO MANUEL HUAMAN GAMONAL
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN SUELOS
REG. CIP N° 110219



Resultados de ensayo de corte directo			
C - 01 / M - 1			
Espécimen N°	I	II	III
Diámetro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de la muestra (cm)	2.41	2.41	2.41
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.782	1.782	1.782
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.673	1.673	1.673
Cont. De humedad inicial (%)	6.5	6.5	6.5
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.370	2.360	2.350
Altura final de la muestra (cm)	2.350	2.330	2.320
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.374	2.083	2.092
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.713	1.724	1.738
Cont. De humedad final (%)	21.0	20.8	20.4
Esfuerzo normal (gr/cm ²)	0.5	1	1.5
Esfuerzo de corte máximo (gr/cm ²)	0.329	0.655	0.982
Ángulo de fricción interna	33.1°		
Cohesión (gr/cm ²)	0.00		

Capacidad de Carga para la Ecuación de Terzaghi

Profundidad de desplante Df.(mts):	1.0
Peso Volumétrico del suelo, Gm (Ton/m ³):	1.85
Cohesión del suelo, c. (Ton/m ²):	0.0
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	33
Ancho o Radio del cimiento: B ó R (mts):	1.0
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	3
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3.0

Cálculos y Resultados:

Factores dependientes del ángulo de fricción: Para suelo arcilloso blando o arenoso:

Factor de cohesión, Nc =	48.09	c' = 2/3c =	0.00
Factor de sobrecarga, Nq =	32.23	N' c = 2/3N' c =	32.06
Factor de piso, Ng =	31.94	N' q = 2/3N' q =	21.49
		N' g = 2/3N' g =	21.29

Para todo cimiento:

Capacidad de carga última, qc:
 $qc = c' \cdot N' c + Gm \cdot Df \cdot N' q + 0.5 \cdot Gm \cdot B \cdot N' g$

Capacidad de carga admisible, qa:
 $qa = qc / FS$

$c' \cdot N' c = 0.0$
 $g \cdot Df \cdot N' q = 39.8$
 $0.5 \cdot g \cdot B \cdot N' g = 19.7$
 $qc, (Ton/m^2) = 59.4$
 $qa, (Ton/m^2) = 19.8$

[Signature]
RIZARDY MANUEL HUAMAN GAMONAL
 INGENIERO CIVIL
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 REG. CIP N°: 110219



LIMITES DE CONSISTENCIA-PASA LA MALLA N°40
(NORMA AASHTO T-89, T-90, ASTM D 4318)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA : CREACION DE MURO DE CONTENCION EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA*

MATERIAL : SUELO - EXISTENTE
UBICACION : SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA- LIMA **FECHA** : 21-09-19

DATOS DE LA MUESTRA
Calicata : 01 **TAMAÑO MAXIMO** : N° 40
Muestra : M-01
Prof. (m) : 0.10 - 1.50

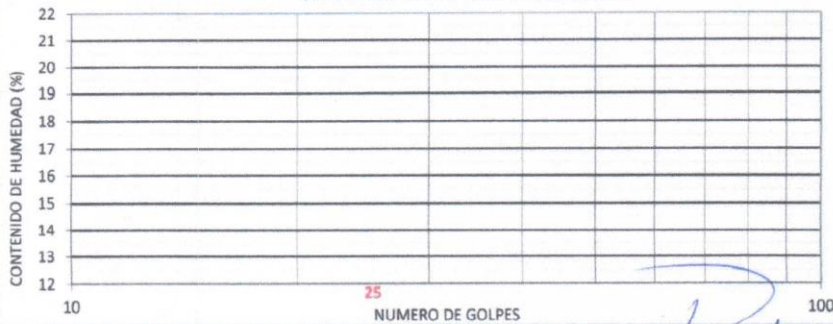
LIMITE LIQUIDO

N° TARRO	1	2	3
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		NP	
PESO TARRO + SUELO SECO (g)			
PESO DE AGUA (g)			
PESO DEL TARRO (g)			
PESO DEL SUELO SECO (g)			
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)			
NUMERO DE GOLPES			

LIMITE PLASTICO

N° TARRO	1	2	3
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		NP	
PESO TARRO + SUELO SECO (g)			
PESO DE AGUA (g)			
PESO DEL TARRO (g)			
PESO DEL SUELO SECO (g)			
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)			

CONTENIDO DE HUMEDAD A 25 GOLPES



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	0.0
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP

OBSERVACIONES
[Signature]
RICARDO MANUEL HUANTAN GAMONAL
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN SUELOS
REG. CIP N° 110219



CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL
 (NORMA MTC E - 108)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA : "CREACION DE MURO DE CONTENCION EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"
MATERIAL : SUELO - EXISTENTE
UBICACIÓN : SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA- LIMA **FECHA** : 21/09/19

DATOS DE LA MUESTRA

Calicata : 01
Muestra : M-01
Prof. (m) : 0.10 - 1.50

DATOS	1	2	3	Promedio
Nº RECIPIENTE	--			
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE	972.4			
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE	943.1			
PESO DEL AGUA	29.3			
PESO DEL RECIPIENTE	--			
PESO DEL SUELO SECO	943.1			
% DE HUMEDAD	3.1			

Observaciones:

RICARDO MANUEL HUAMAN GAMONAL
 INGENIERO CIVIL
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 REG. CIP N° 110219



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (NORMA AASHTO T-27, ASTM D422)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA : "CREACION DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"

MATERIAL : SUELO - EXISTENTE

UBICACIÓN : SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA- LIMA

FECHA : 21/09/19

DATOS DE LA MUESTRA

Calicata : 01

Muestra : M-01

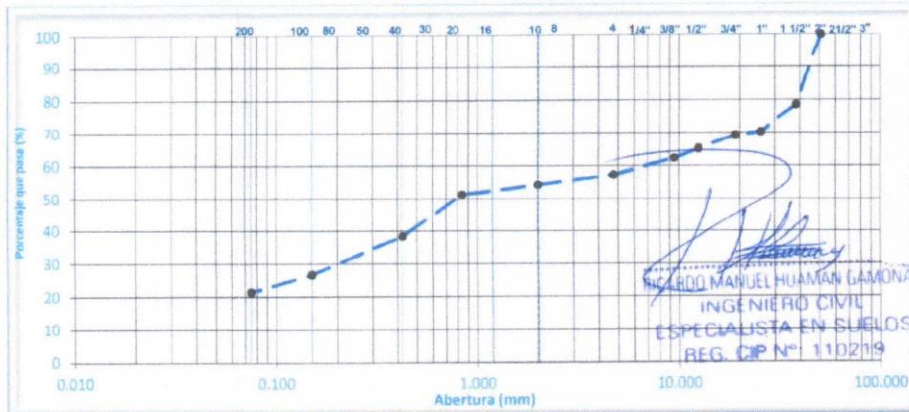
Prof. (m) : 0.10 - 1.50

Peso inicial seco : 3000.0 g

Peso Arena Fracción : 3000.0 g

TAMIZ Nº	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	RESUMEN DE LA MUESTRA
3"	76.200					Contenido de Humedad (%) : 3.1
2 1/2"	63.500					Límite Líquido (LL) : 0.0
2"	50.800				100.0	Límite Plástico (LP) : 0.0
1 1/2"	38.100	940.0	21.3	21.3	78.7	Índice Plástico (IP) : 0.0
1"	25.400	250.0	8.3	29.7	70.3	Clasificación (SUCS) : GM
3/4"	19.000	30.0	1.0	30.7	69.3	Clasificación (AASHTO) : A-1-b
1/2"	12.500	120.0	4.0	34.7	65.3	Índice de Grupo : 0
3/8"	9.500	90.0	3.0	37.7	62.3	Descripción (AASHTO) : BUENO
1/4"	6.350					
Nº 4	4.750	150.0	5.0	42.7	57.3	
Nº 8	2.380	80.0	2.0	44.7	55.3	
Nº 10	2.000	30.0	1.0	45.7	54.3	
Nº 16	1.190	90.0	3.0	48.7	51.3	
Nº 20	0.840					
Nº 30	0.600	210.0	7.0	55.7	44.3	Observaciones
Nº 40	0.425	180.0	6.0	61.7	38.3	
Nº 50	0.300	150.0	5.0	66.7	33.3	
Nº 80	0.177					
Nº 100	0.150	200.0	6.7	73.3	26.7	
Nº 200	0.075	160.0	5.3	78.7	21.3	
< Nº 200	FONDO	640.0	21.3	100.0	0.0	

CURVA GRANULOMETRICA





ANALISIS FISICO QUIMICO
 (ASTM E 275 / AASHTO T-290 / MTC E 219 / ASTM D 1888)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

OBRA : "CREACION DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"

MATERIAL : SUELO - EXISTENTE

UBICACIÓN : San Juan de Lurigancho- Lima- Lima **FECHA** : 21/09/19

DATOS DE LA MUESTRA

Calicata : 01
Muestra : M-01
Prof. (m) : 0.00 - 1.50

ANALISIS DE:	SULFATOS (SO4) ASTM E 275 AASHTO T-290 (ppm)	SALES SOLUBLES TOTALES MTC E 219 ASTM D 1888 (ppm)
MATERIAL: SUELO EXISTENTE	148	211

Observaciones:

[Signature]
 EDUARDO MANUEL HUAMAN GAMONAL
 INGENIERO CIVIL
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 REG. CIP N° 110719



INFORME DE RESULTADOS

SOLICITANTE : MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN DE LURIGANCHO
 OBRA : "CREACION DE MURO DE CONTENCIÓN EN LA CALLE LOS GORRIONES Y PJE. LAS MARTIGARIAS DE LA AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"

UBICACIÓN : AGRUPACION FAMILIAR EL MIRADOR SUPER S IV, COMUNA 17 DEL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- PROVINCIA DE LIMA- DEPARTAMENTO DE LIMA"

FECHA DE ENSAYO : 20/09/2019

MATERIAL : Terreno Natural

ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO- MÉTODO CONO DE ARENA

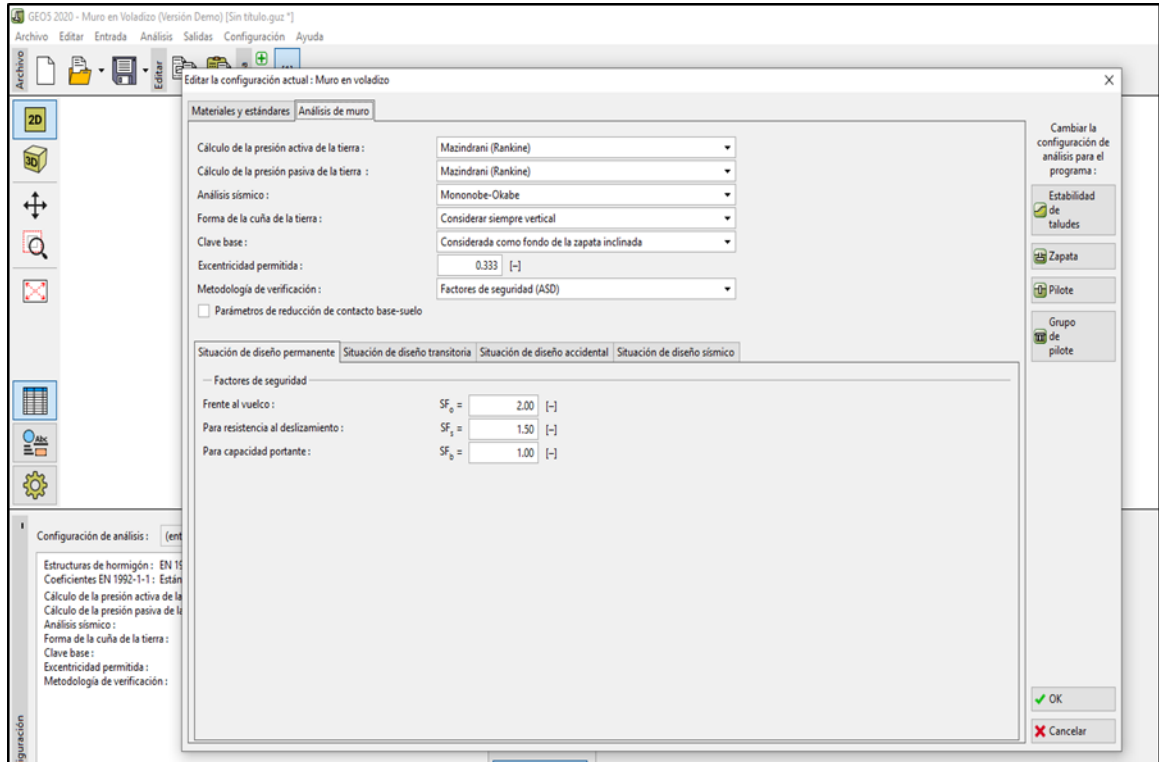
N° Prueba		01	02		
Ubicación del ensayo		--	--		
Progresiva		--	--		
Lado		--	--		
Capa		--	--		
1) P. unitario de arena calibrada	g/cm3	1.41	1.41		
2) Peso de arena + envase	g.	6124	6095		
3) Peso de arena en cono y placa	g.	1688	1688		
4) Peso final de arena + envase	g.	2814	2798		
5) Peso de arena en cavidad	g.	1622	1609		
6) Volumen de cavidad	cm3	1150	1141		
7) Peso total de muestra húmeda	g.	2199	2214		
8) Peso de material > 3/4"	g.	226	248		
9) Peso de material < 3/4"	g.	1973	1966		
10) Peso específico de grava	g/cm3	2.7	2.7		
11) Volumen de la grava	cm3	83.7	91.9		
12) Volumen de material	cm3	1067	1049		
13) Densidad húmeda	g/cm3	1.850	1.874		
CONTENIDO DE HUMEDAD/ HUMEDÓMETRO					
14) Contenido de humedad	%				
15) Densidad de suelo seco	g/cm3				
16) Maxima densidad seca (Proctor)	g/cm3				
Grado de Compactacion	%				

[Firma]
 RICARDO MANUEL HUAMAN GALINDO
 INGENIERO CIVIL
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 REG. CIP N° 110219

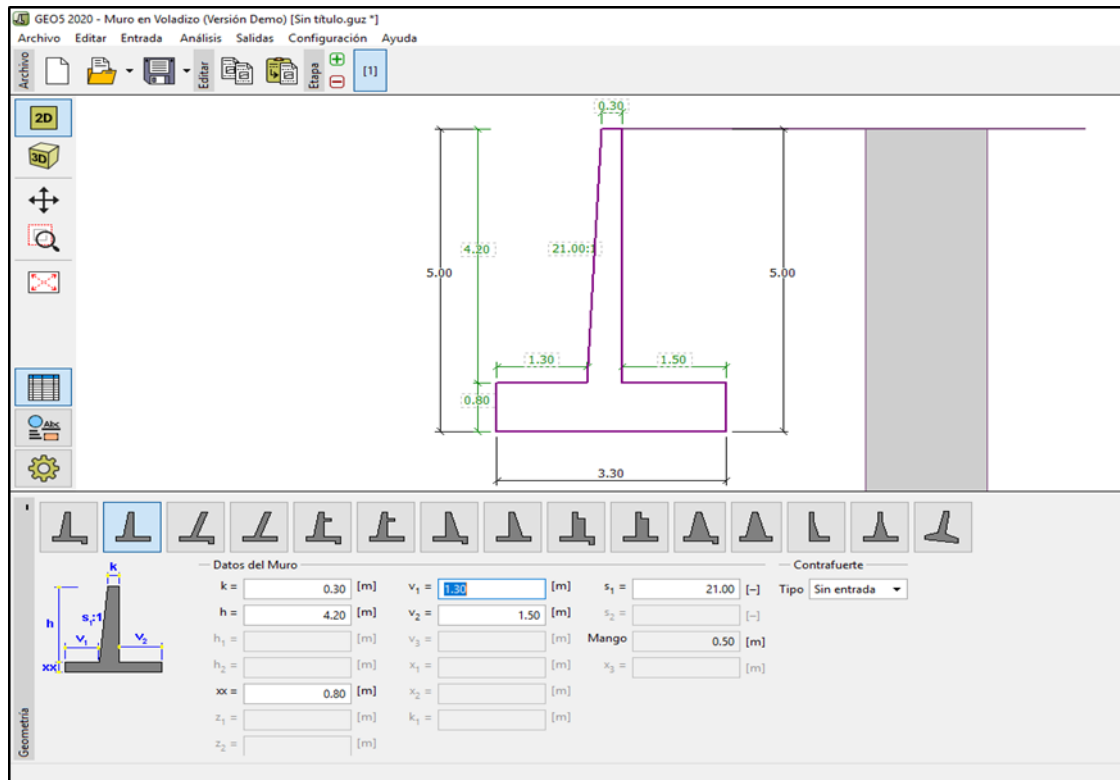
El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad (Guía Peruana INDECOPI: GP 004:1993)

ANEXO 7: DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO EN EL SOFTWARE GEO5

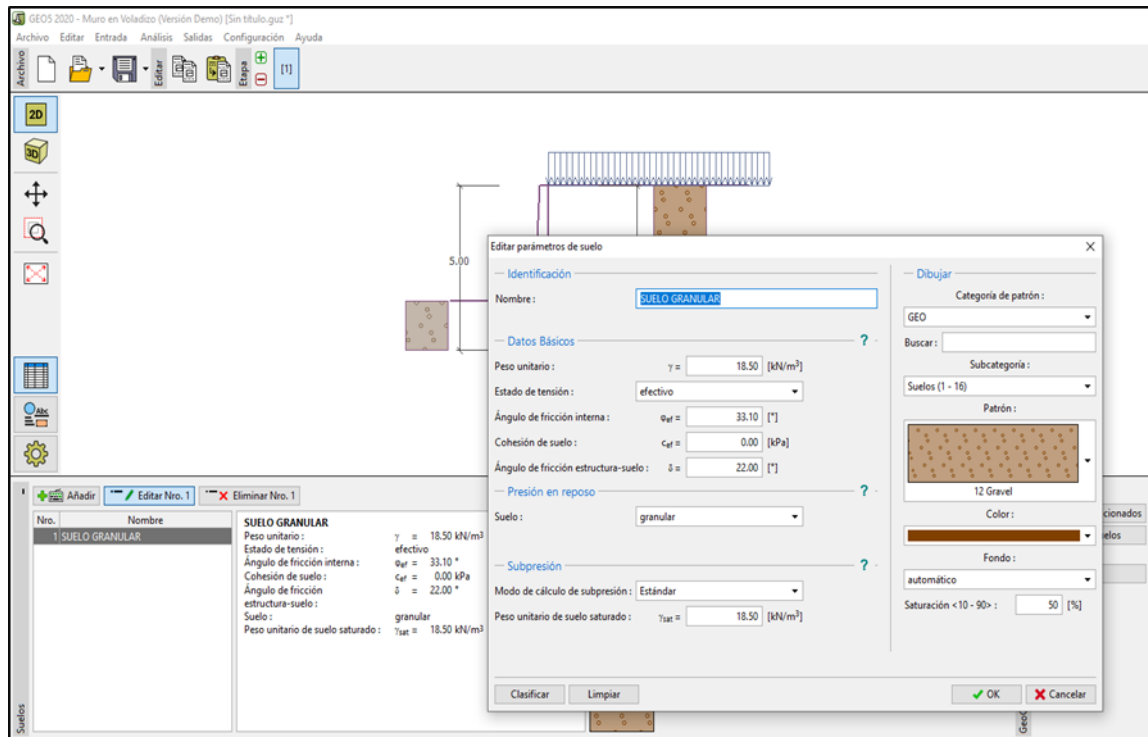
Ingresamos la teoría a utilizar en el diseño del muro en voladizo y los factores.



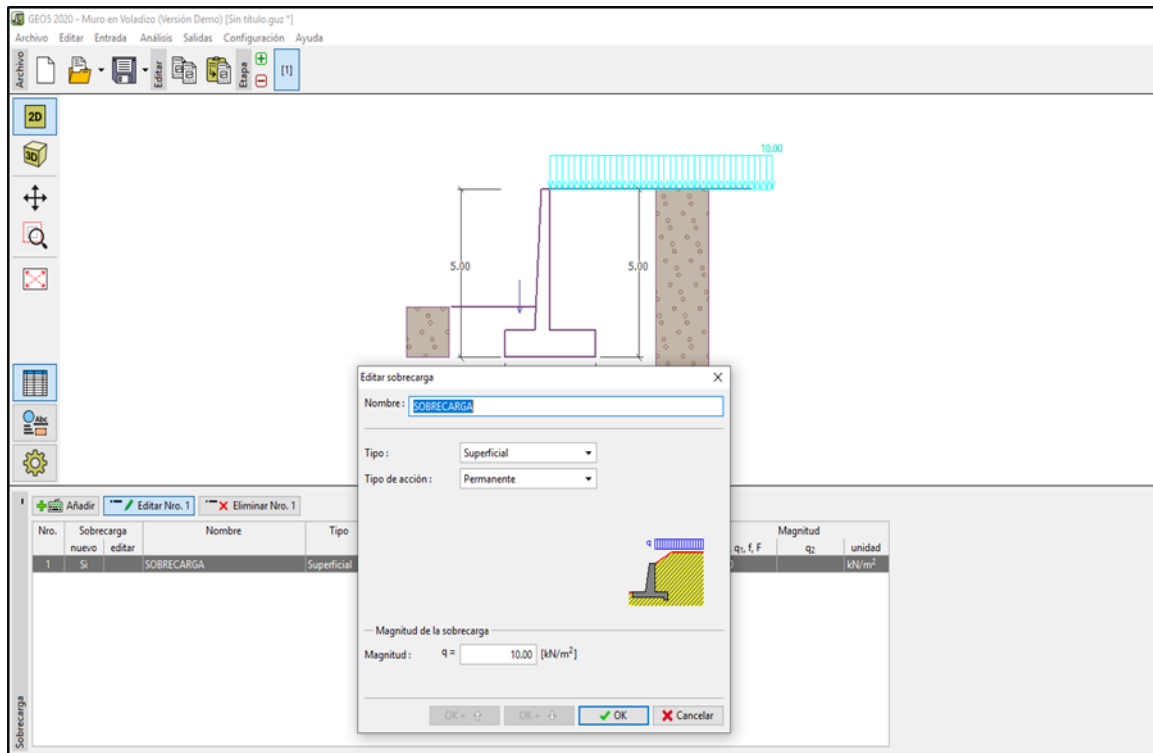
Ingresamos las dimensiones de nuestro muro



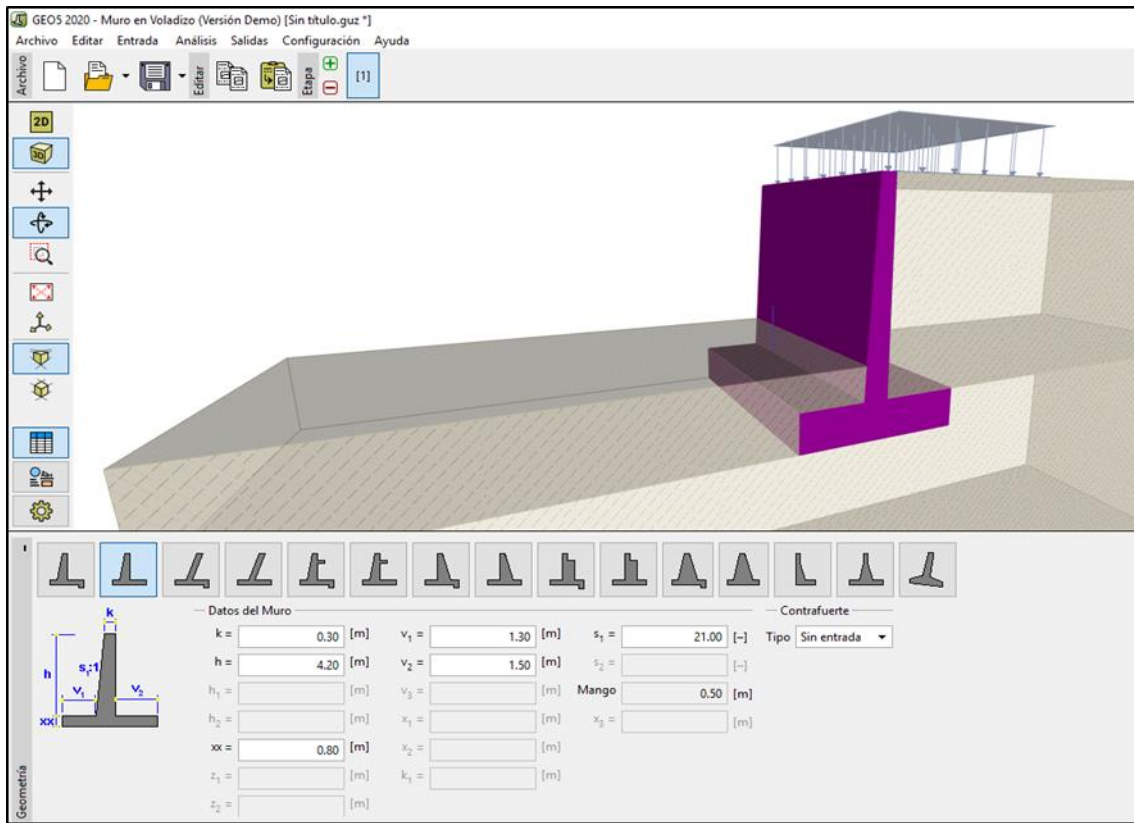
Ingresamos el tipo de suelo, peso específico y ángulo de cohesión interna.



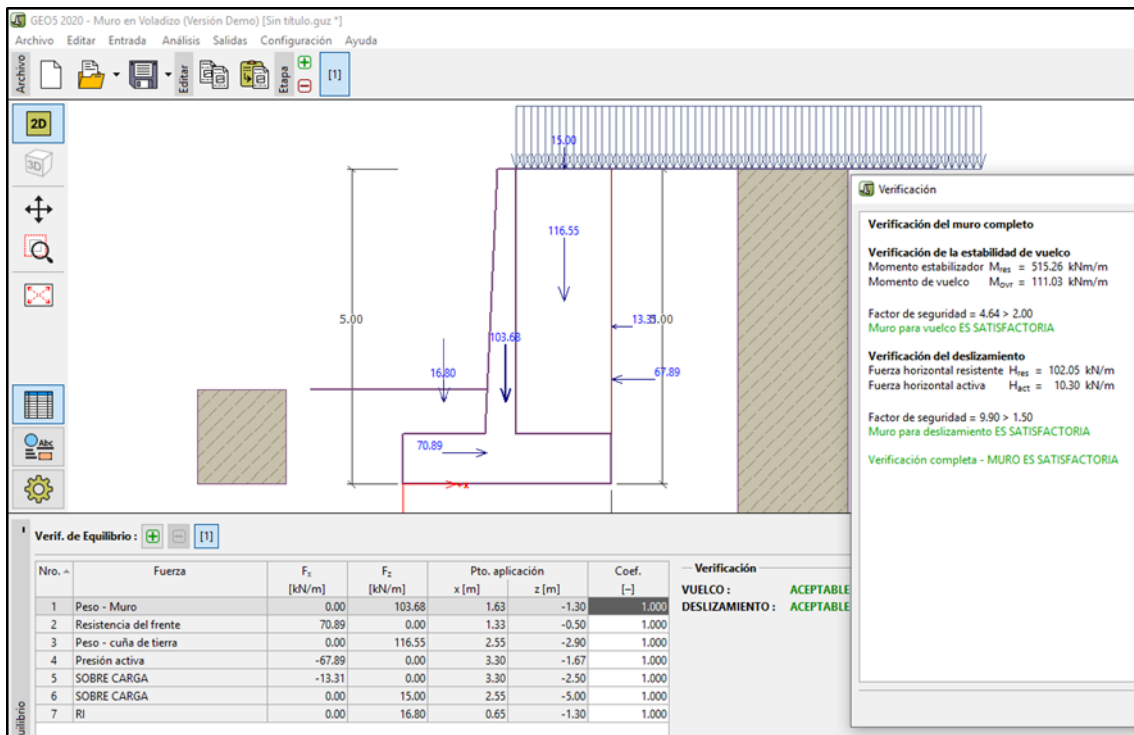
Ingresamos el valor de la sobrecarga.



vista en 3D de la estructura de contención en voladizo.



Equilibrio de la estructura.



Revisión de la capacidad portante y excentricidad para el muro

Verif. de Cap. portante

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	11.62	252.03	10.30	0.014	78.57

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	11.62	252.03	10.30

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación
Tensión en el fondo de la zapata: trapecioide

Verificación de excentricidad
Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.014$
Máxima excentricidad permitida $e_{adm} = 0.333$
Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
Máx. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 82.77 \text{ kPa}$
Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 198.00 \text{ kPa}$
Factor de seguridad = $2.39 > 1.50$
Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Verificación
EXCENTRICIDAD: ACEPTABLE (4.2%)
CAPACIDAD PORTANTE: ACEPTABLE (62.7%)

Tensión en el fondo de la zapata: trapecioide
Cap. port. del terreno de cimentación: $R = 198.00 \text{ [kPa]}$

Verificación del detallado del refuerzo del muro

Momento de flexión
Max $M_{Ed} = 297.44 \text{ kNm}$
 $M_{Ed} = 153.30 \text{ kNm}$

Resistencia al corte
Max $V_{Rd} = 173.78 \text{ kN}$
 $V_{Ed} = 77.86 \text{ kN}$

Verif. del Muro

Ubicación de dimensionamiento

- Verificación del tallo del muro - refuerzo frontal: ACEPTABLE (0.0%)
- Verificación del tallo del muro - refuerzo trasero: ACEPTABLE (51.5%)
- Verificación del salto del muro: ACEPTABLE (62.9%)
- Verificación del talón del muro: ACEPTABLE (62.9%)

Ancho de la sección transversal: $b = 1.00 \text{ [m]}$

Verificación del tallo del muro - refuerzo frontal

Verificación del tallo del muro - refuerzo trasero

Verificación del salto del muro

Verificación del talón del muro

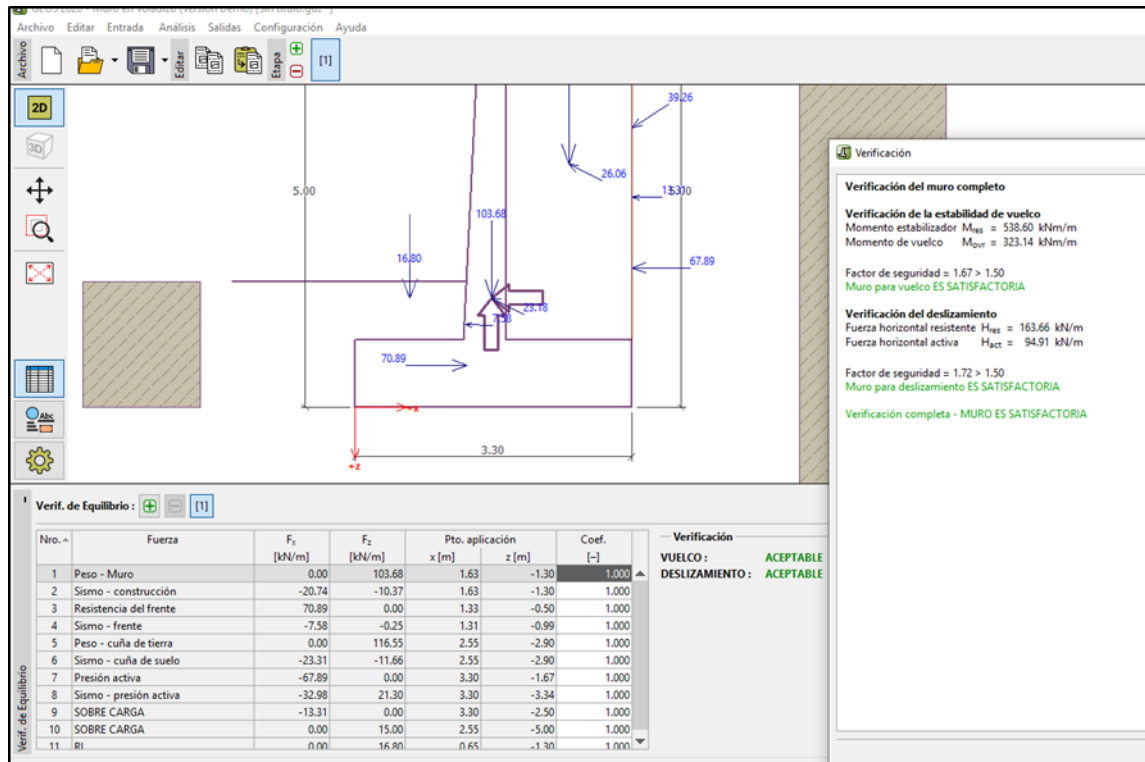
Nro.	Fuerza	F_1 [kN/m]	F_2 [kN/m]	P_t x [m]
1	Peso - Muro	0.00	40.31	
2	Resistencia del frente	15.39	0.00	
3	Presión en reposo	-74.02	0.00	
4	SOBRE CARGA	-19.06	0.00	
5	Ri	0.00	16.80	

Verificación del tallo del muro - refuerzo frontal

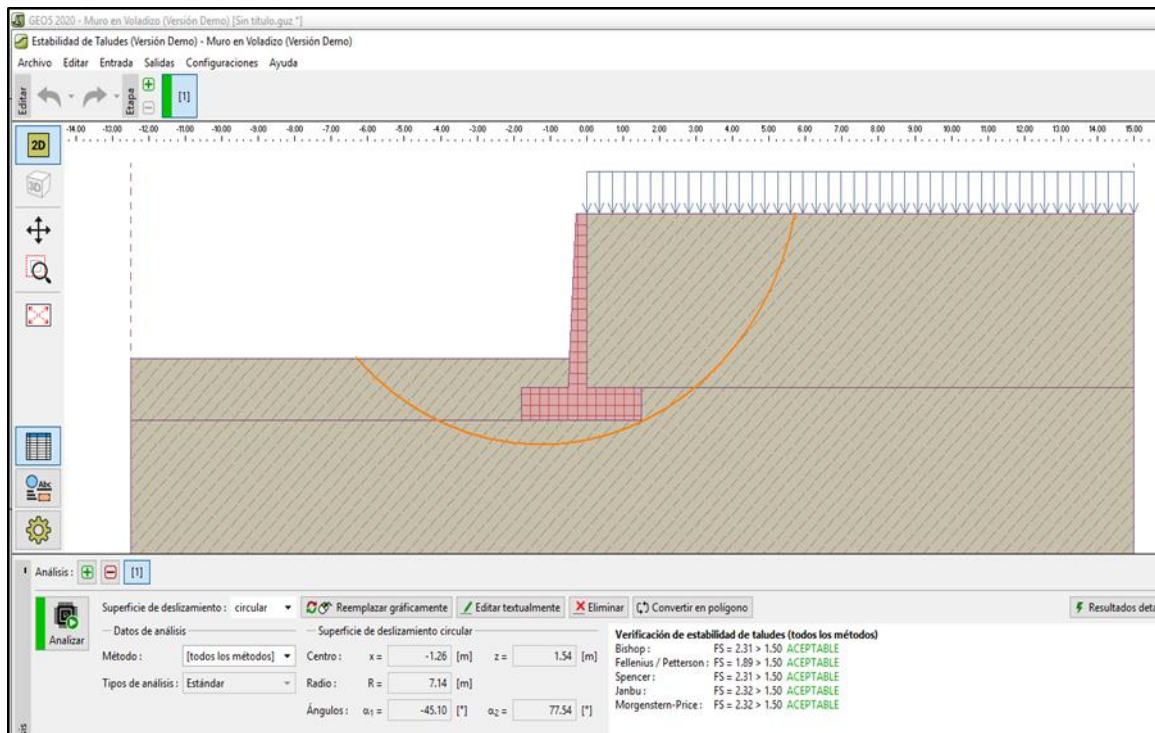
CORTE: ACEPTABLE (45.0%) Profundidad = 4.04 m

FLEXION: ACEPTABLE (51.5%) Profundidad = 4.20 m

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD CON LA PRESENCIA DE SISMO



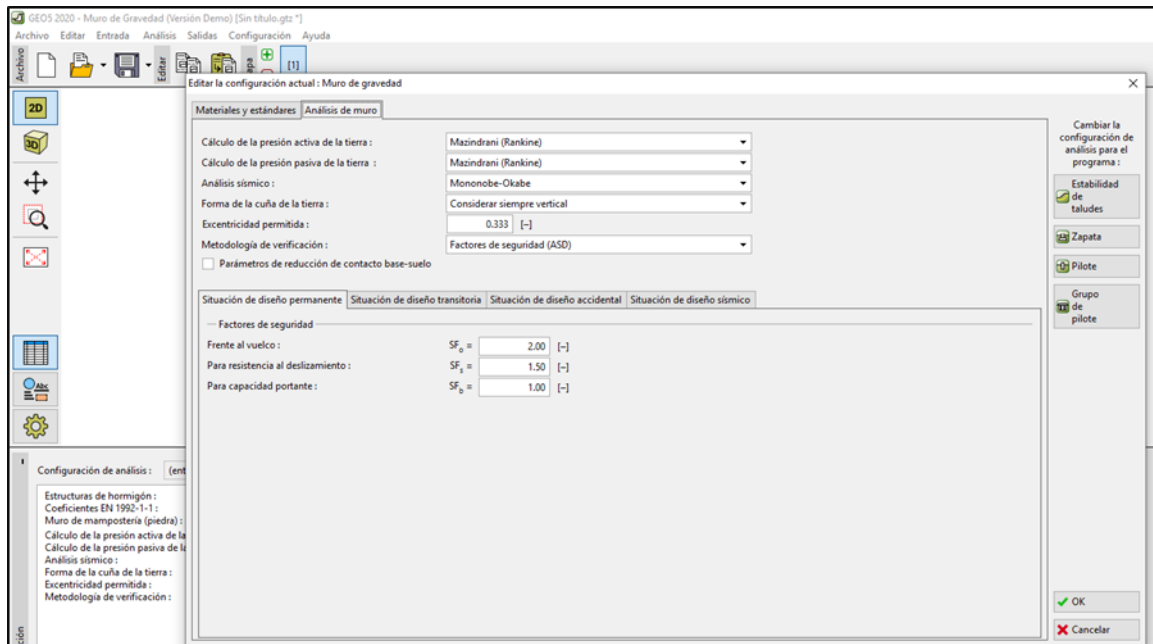
La estabilidad del talud es aseptable



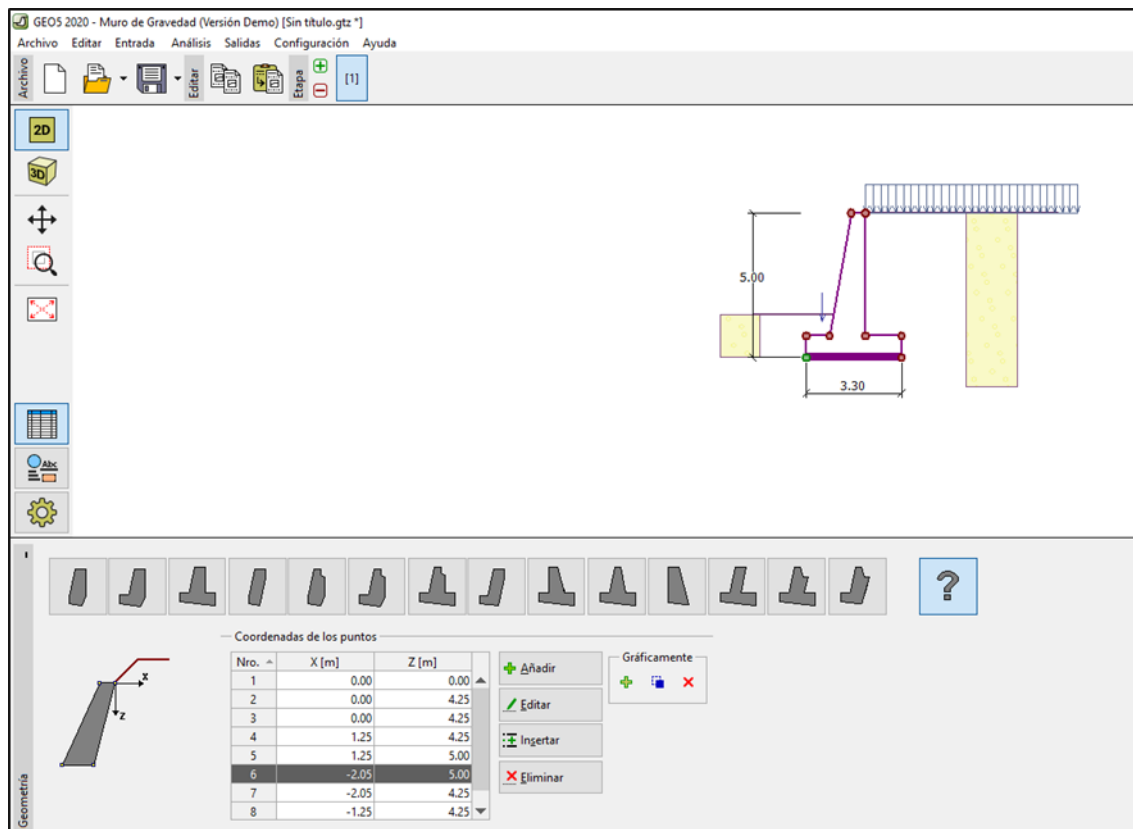
Se está cumpliendo con todos los factores y parámetros de estabilidad por lo que el diseño del muro es el correcto.

ANEXO 8: DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD EN EL SOFTWARE GEO5

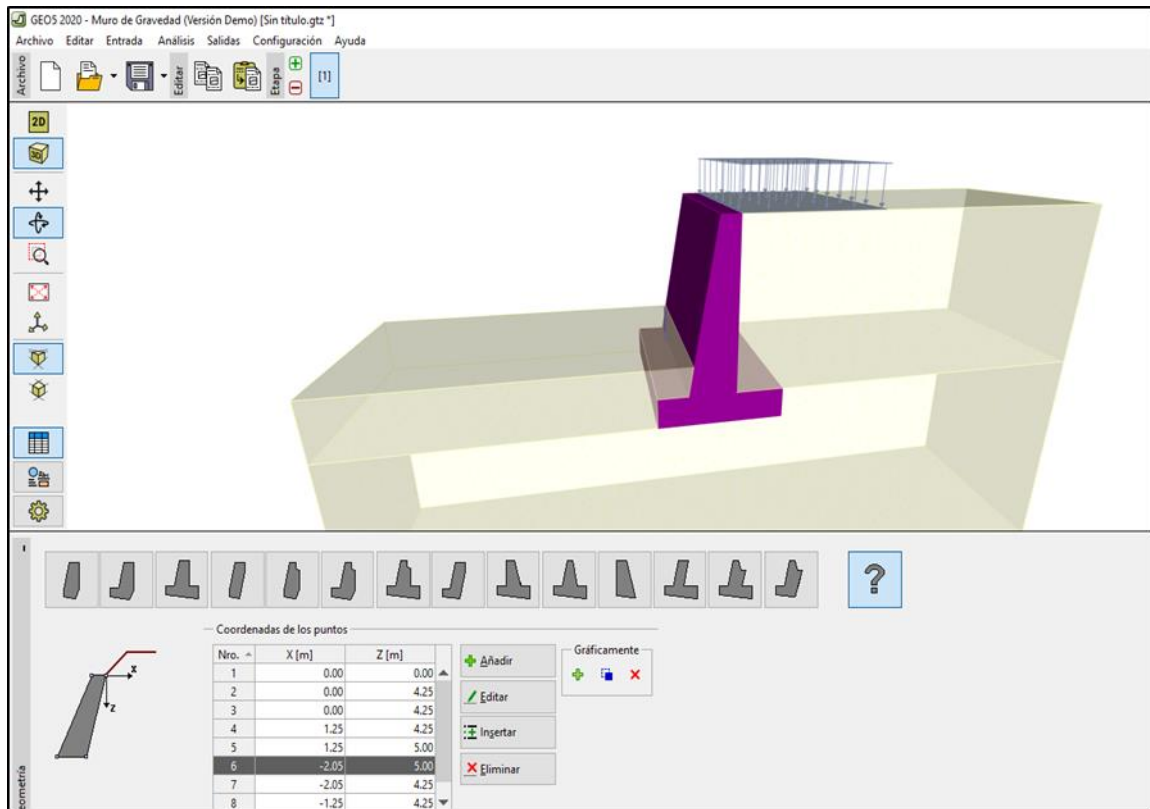
Insertamos la teoría a utilizar para el diseño del muro de gravedad de 5m



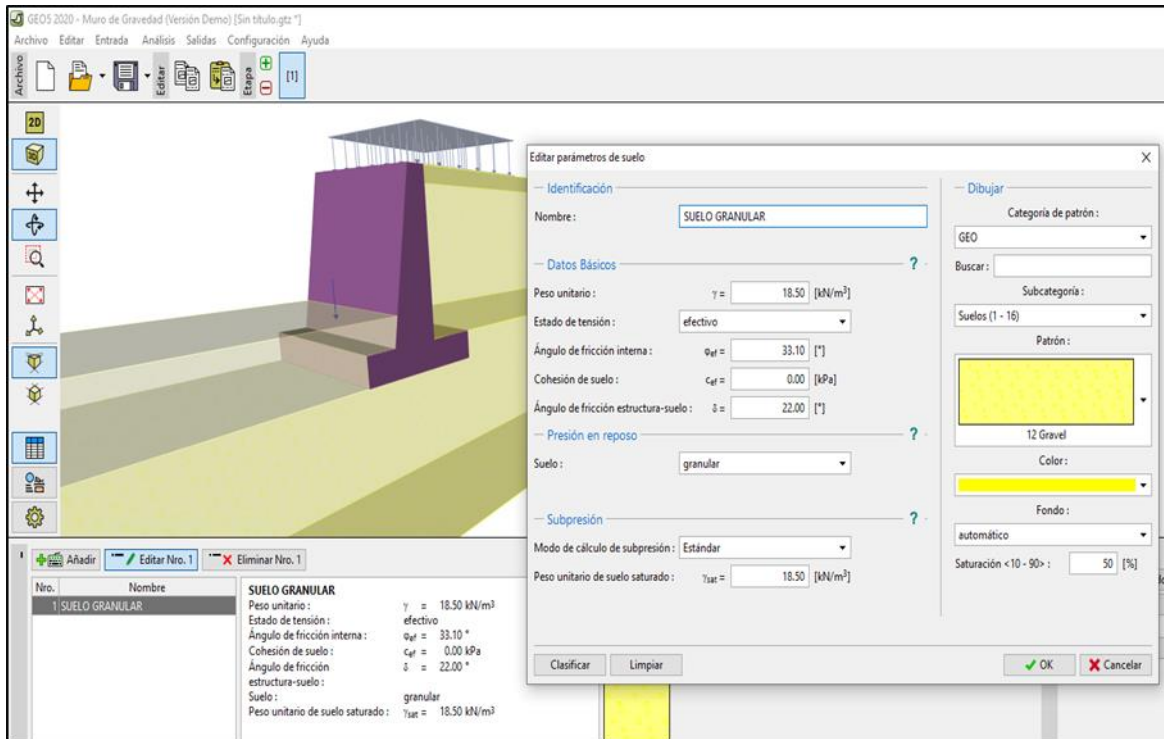
Definimos la geometría del muro



Vista en 3d del muro de gravedad



Asignamos el tipo de suelo, peso específico y ángulo de cohesión indicado en el estudio de mecánica de suelos.



Ingresamos el valor del sobre carga

Editar sobrecarga

Nombre: SOBRECARGA

Tipo: Superficial

Tipo de acción: Permanente

Magnitud de la sobrecarga

Magnitud: $q = 10.00$ [kN/m²]

Nro.	Sobrecarga nuevo	editar	Nombre	Tipo	Acción	Ubicac. z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Magnitud q, q ₁ , f, F	Magnitud q ₂	unidad
1	Si		SOBRECARGA	Superficial	Permanente			10.00				kN/m ²

Equilibrio de la estructura

Verificación

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco
 Momento estabilizador $M_{est} = 539.67$ kNm/m
 Momento de vuelco $M_{OVR} = 111.03$ kNm/m

Factor de seguridad = $4.86 > 2.00$
 Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento
 Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 107.84$ kN/m
 Fuerza horizontal activa $H_{act} = 10.31$ kN/m

Factor de seguridad = $10.46 > 1.50$
 Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Nro.	Fuerza	F ₁ [kN/m]	F ₂ [kN/m]	Pto. aplicación		Coef.	Verificación
				x [m]	z [m]	[-]	
1	Peso - Muro	0.00	148.65	1.61	-1.69	1.000	
2	Resistencia del frente	70.89	0.00	0.93	-0.50	1.000	
3	Peso - cuña de tierra	0.00	98.28	2.68	-2.88	1.000	
4	Presión activa	-67.89	0.00	3.30	-1.67	1.000	
5	SOBRECARGA	-13.31	0.00	3.30	-2.50	1.000	
6	SOBRECARGA	0.00	12.50	2.68	-5.00	1.000	
7	RELLENO EN EL INTROS	0.00	6.90	0.55	-1.25	1.000	

Verificación: VUELCO: ACEPTABLE (41.1%), DESLIZAMIENTO: ACEPTABLE (14.3%)

Revisión de la capacidad portante y la excentricidad

Verif. de Cap. portante

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]
1	10.81	266.33	10.31	0.012

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	10.81	266.33	10.31

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación
Tensión en el fondo de la zapata: trapezoidal

Verificación de excentricidad
Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.012$
Máxima excentricidad permitida $e_{\text{adm}} = 0.333$
Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
Máx. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 86.66$ kPa
Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 198.00$ kPa
Factor de seguridad = $2.28 > 1.00$
Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA
Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Calculo de la capacidad de portante de suelo de cimentación
 Introducir la capacidad portante de suelo de cimentación
 Analizar la capacidad portante por el programa "Zapata"
 Analizar la capacidad portante por el programa "Zapata CPT"
 No calcular

EXCENTRICIDAD: **ACEPTABLE** (3.7%)
CAPACIDAD PORTANTE: **ACEPTABLE** (43.8%)

Tensión en el fondo de la zapata:
Cap. port. del terreno de cimentación: $R = 198.00$ [kPa]
Longitud total de los cimientos:

Verificación del muro con la presencia de sismo

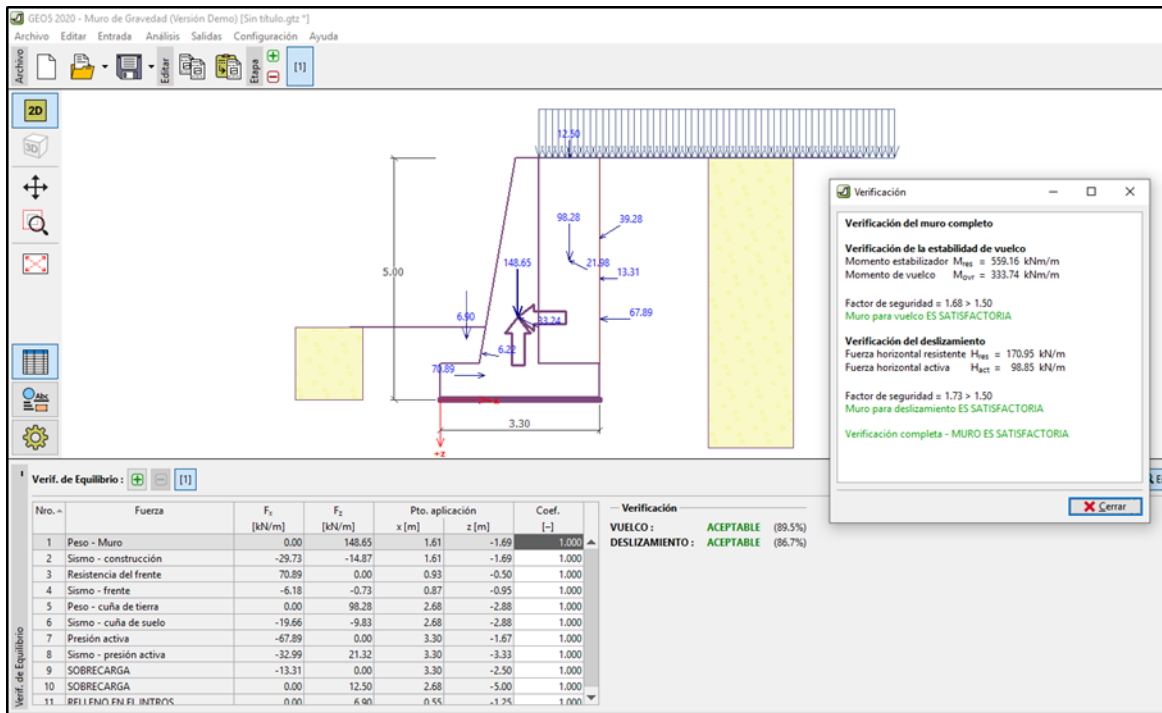
Verif. del Muro

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación		Coef.
				x [m]	z [m]	[-]
1	Peso - Muro	0.00	1.21	0.26	-0.05	1.000
2	Sismo - construcción	-0.24	-0.12	0.26	-0.05	1.000
3	Presión activa	-0.03	0.00	0.52	-0.03	1.000
4	Sismo - presión activa	-0.01	0.01	0.52	-0.07	1.000
5	SOBRECARGA	-0.26	0.00	0.52	-0.05	1.000

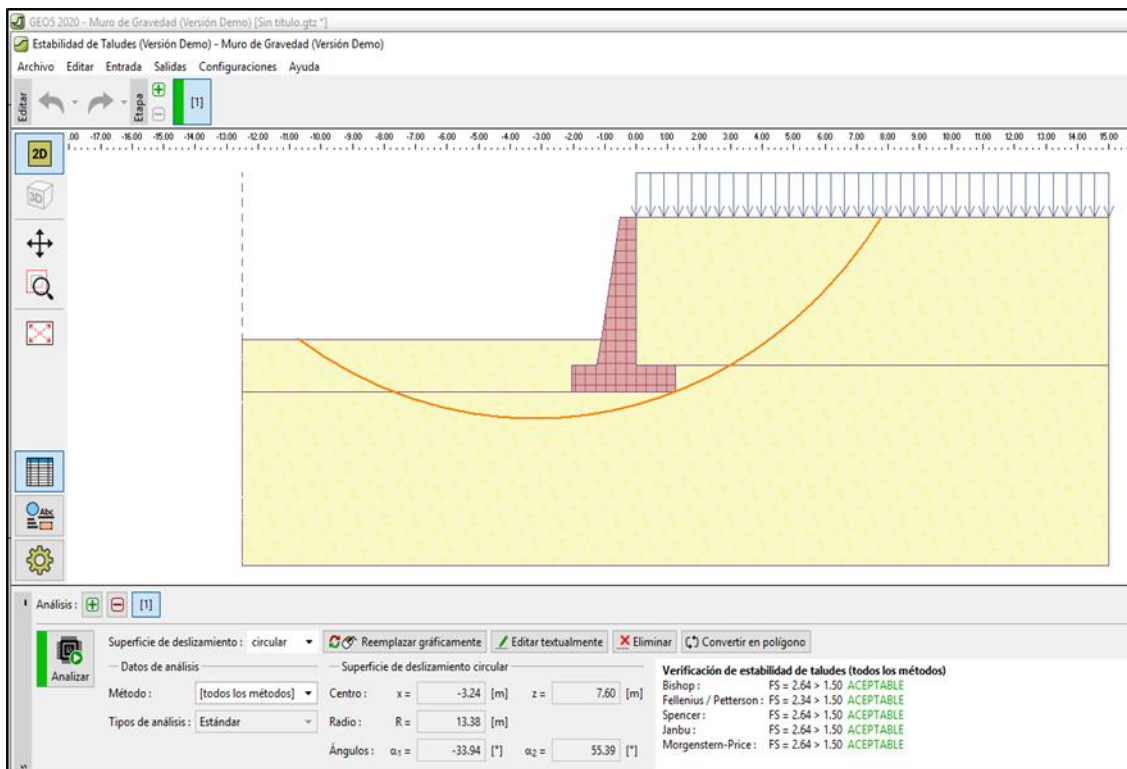
Sección crítica
Verificación de la junta constructiva Profundidad: [m]
 Excluir fuerza tensora del hormigón

Verificación de la junta constructiva 0.10 m
CORTE: **ACEPTABLE** (0.2%)
FLEXIÓN + PRESIÓN: **ACEPTABLE** (0.0%)
FLEXIÓN: **ACEPTABLE** (7.7%)

Estabilidad del muro con la presencia de sismo



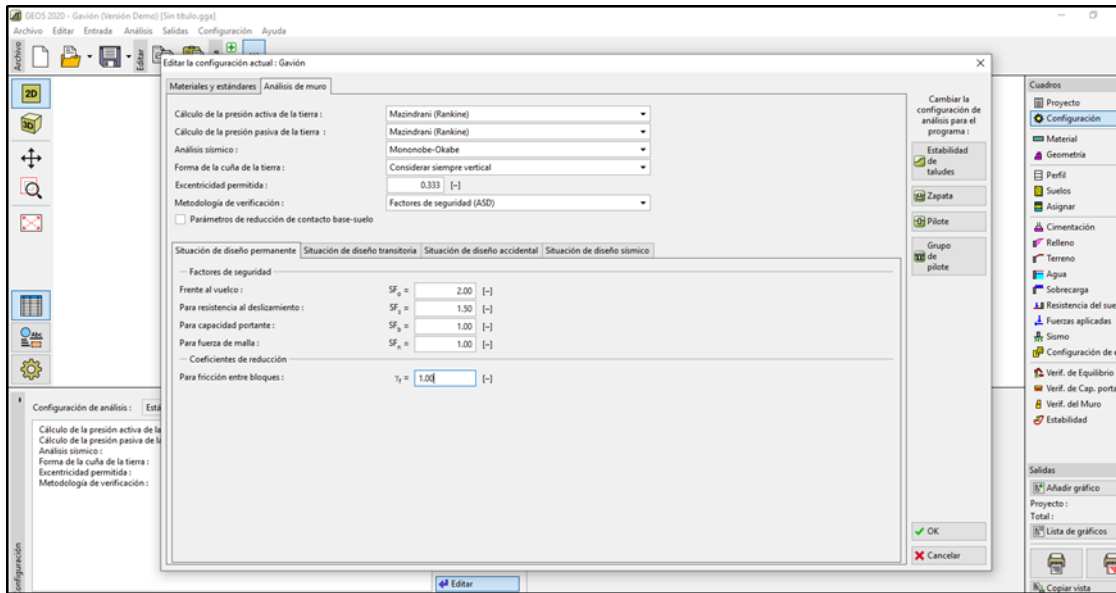
La Estabilidad del talud es aceptable



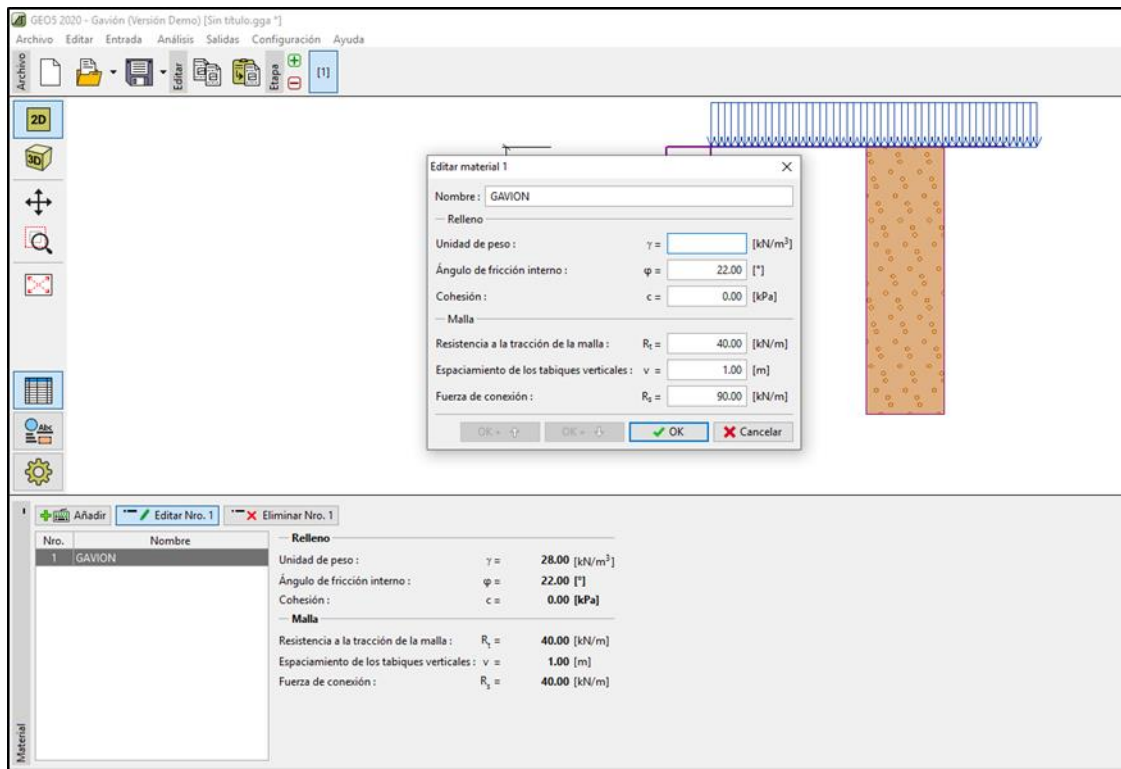
Nos podemos dar cuenta que se está cumpliendo con todos los factores de seguridad por lo que se concluye que el diseño del muro de gravedad es correcto

ANEXO 9: DISEÑO DEL MURO DE GAVIONES EN EL SOFTWARE GEO5

Ingresamos la teoría y los parámetros para el diseño del muro



Ingresamos el tipo de material con el cual se construirán los gaviones



ingresamos la sobrecarga al diseño

Editar sobrecarga

Nombre:

Tipo:

Tipo de acción:

Magnitud de la sobrecarga

q = [kN/m²]

Nro.	Sobrecarga	Nombre	Tipo	Acción	Ubicac. z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Magnitud	unidad
1	Si	SOBRE CARGA	Superficial	Permanente				10.00	kN/m ²	

ingresamos la geometría para nuestro diseño

Editar bloque 5

Material de relleno:

Ancho: b = [m]

Altura: h = [m]

Corrimiento: a = [m]

Extensión de malla

Longitud del refuerzo: l = [m]

Cambiar la resistencia del refuerzo

Resistencia del refuerzo: R_s = [kN/m]

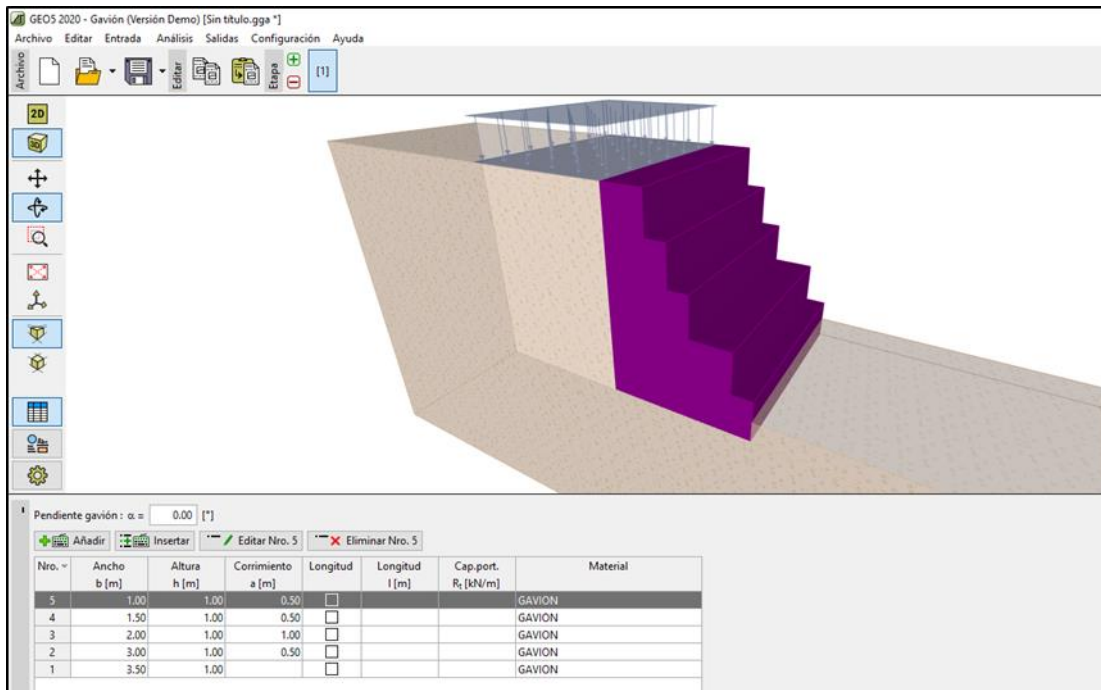
Resistencia al arrancamiento:

Cálculo de Cap. portante del refuerzo:

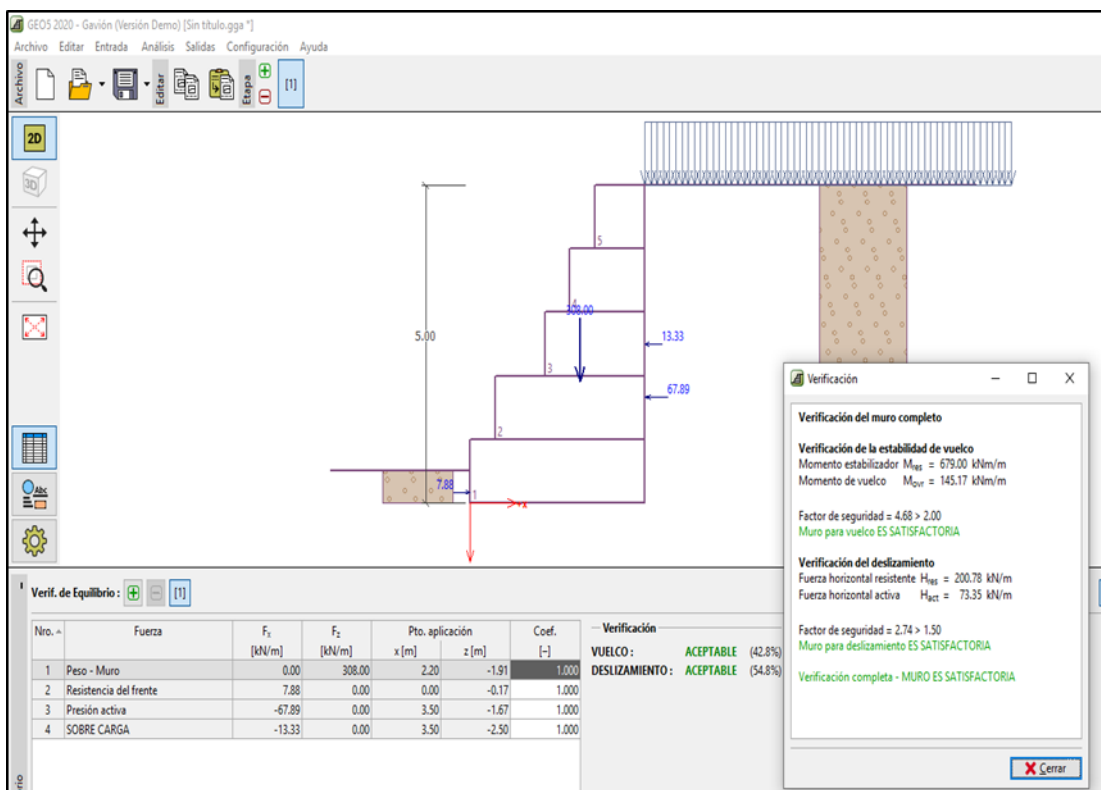
Pendiente gavión: α = [°]

Nro.	Ancho b [m]	Altura h [m]	Corrimiento a [m]	Longitud	Longitud l [m]	Cap.port. R _s [kN/m]	Material
5	1.00	1.00	0.50	<input type="checkbox"/>			GAVION
4	1.50	1.00	0.50	<input type="checkbox"/>			GAVION
3	2.00	1.00	0.50	<input type="checkbox"/>			GAVION
2	3.00	1.00	0.50	<input type="checkbox"/>			GAVION
1	3.50	1.00		<input type="checkbox"/>			GAVION

vista del muro de gavión en 3D



Estabilidad del muro a vuelco y deslizamiento



Revisión de la capacidad portante y excentricidad

Verif. de Cap. portante

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	5.17	308.00	73.35	0.005	88.85

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	5.17	308.00	73.35

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación
Tensión en el fondo de la zapata: trapecioide

Verificación de excentricidad
Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.005$
Máxima excentricidad permitida $e_{adm} = 0.333$
Excentricidad de la fuerza normal **ES SATISFACTORIA**

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
Máx. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 90.53$ kPa
Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 198.00$ kPa
Factor de seguridad = $2.19 > 1.00$
Capacidad portante del terreno de cimentación **ES SATISFACTORIA**

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Verificación
EXCENTRICIDAD: **ACEPTABLE** (1.4%)
CAPACIDAD PORTANTE: **ACEPTABLE** (45.7%)

Tensión en el fondo de la zapata: trapecioide
Cap. port. del terreno de cimentación: $R = 198.00$ [kPa]

Verificación entre capa y capa de gaviones

Verif. del Muro

Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro: 1

Verificación de la estabilidad de vuelco
Momento estabilizador $M_{est} = 402.50$ kNm/m
Momento de vuelco $M_{ov} = 79.27$ kNm/m
Factor de seguridad = $5.08 > 2.00$
Conjunto para estabilidad de vuelco **ES SATISFACTORIA**

Verificación del deslizamiento
Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 84.05$ kN/m
Fuerza horizontal activa $H_{act} = 54.12$ kN/m
Factor de seguridad = $1.57 > 1.50$
Junta para deslizamiento **ES SATISFACTORIA**

Máxima presión en la base del bloque = 70.00 kPa
Coef. de Red. para corrimiento del bloque superior = 0.00
Valor promedio de la presión en el frente = 7.56 kPa
Resistencia al corte transmitida por fricción = 84.85 kN/m

Capacidad portante contra presión transversal:
Capacidad portante de la junta = 90.00 kN/m
Cálculo de estado de tensión = 3.78 kN/m
Factor de seguridad = $23.80 > 1.00$
Comprobar la presión transversal **ES SATISFACTORIA**

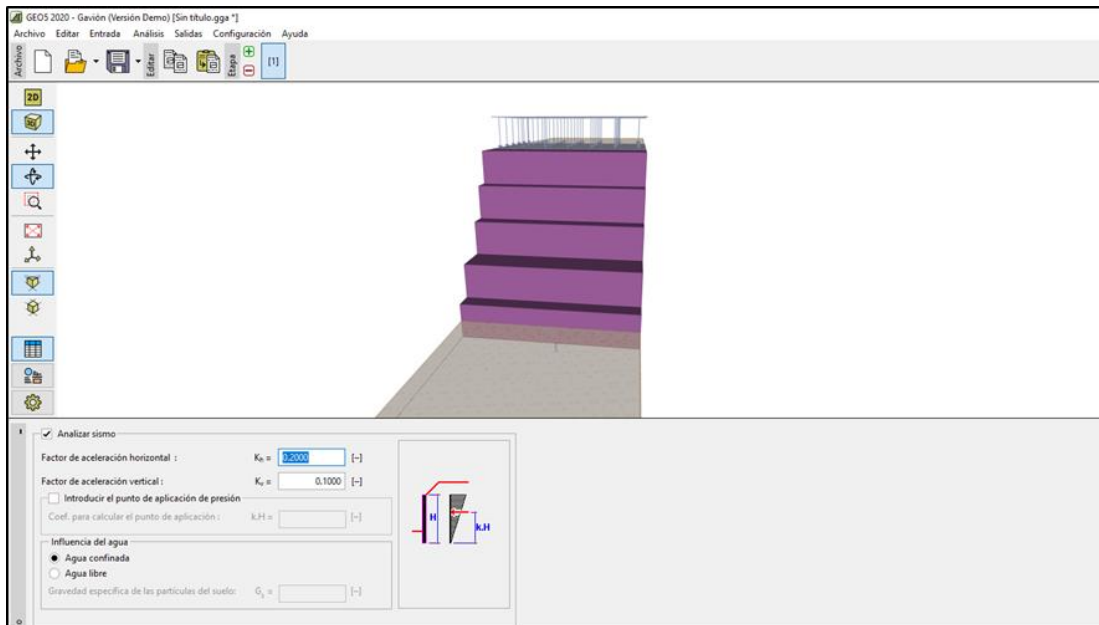
Comprobar la diaclasa entre bloques:
Malla de la capacidad port. del material = 40.00 kN/m
Cálculo de estado de tensión = 3.78 kN/m
Factor de seguridad = $10.58 > 1.00$
Junta entre bloques **ES SATISFACTORIA**

Nro.	Fuerza	F_1 [kN/m]	F_2 [kN/m]	Pto. aplicación	Coef.	
				x [m]	z [m]	[-]
1	Peso - Muro	0.00	210.00	1.92	-1.57	1.000
2	Presión activa	-43.45	0.00	3.00	-1.33	1.000
3	SOBRE CARGA	-10.67	0.00	3.00	-2.00	1.000

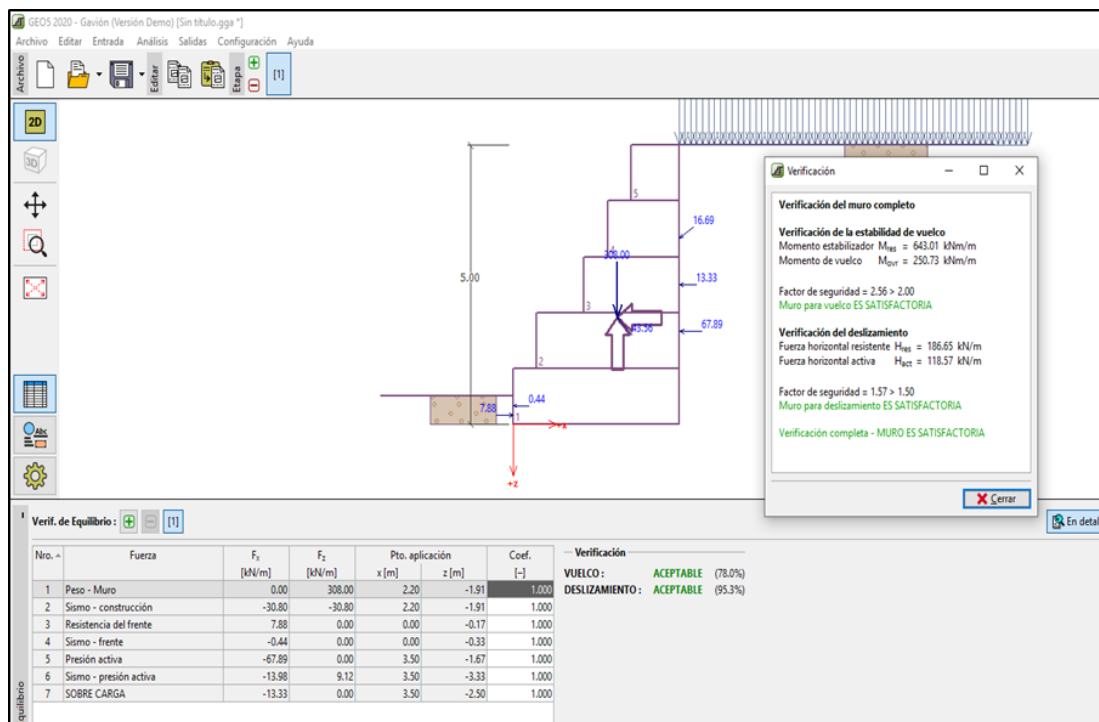
Verificación automática
Junta debajo del bloque Nro.: 1

Verificación
VUELCO: **ACEPTABLE** (39.4%)
DESPLAZAMIENTO: **ACEPTABLE** (95.7%)
PRESIÓN HORIZONTAL: **ACEPTABLE** (4.2%)
DIACLASA ENTRE BLOQUES: **ACEPTABLE** (9.5%)

Analisis sismico del muro



Análisis de la estabilidad del muro a vuelco y deslizamiento



Capacidad portante en condiciones sísmicas

Verif. de Cap. portante

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	108.78	286.32	118.5

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	108.78	286.32	118.5

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación
Tensión en el fondo de la zapata: trapecioide

Verificación de excentricidad
Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.109$
Máxima excentricidad permitida $e_{adm} = 0.333$
Excentricidad de la fuerza normal **ES SATISFACTORIA**

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
Máx. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 135.08$ kPa
Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 198.00$ kPa
Factor de seguridad = $1.47 > 1.00$
Capacidad portante del terreno de cimentación **ES SATISFACTORIA**

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad de portante de suelo de cimentación

Introducir la capacidad portante de suelo de cimentación

Verificación

EXCENTRICIDAD: **ACEPTABLE** (32.6%)
CAPACIDAD PORTANTE: **ACEPTABLE** (68.2%)

Tensión en el fondo de la zapata: trapecioide

Cap. port. del terreno de cimentación: $R = 198.00$ [kPa]

Longitud total de los cimientos: [m]

Estabilidad de los gaviones entre capa y capa

Verif. del Muro

Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 2

Verificación de la estabilidad de vuelco
Momento estabilizador $M_{est} = 182.01$ kNm/m
Momento de vuelco $M_{vuel} = 62.61$ kNm/m
Factor de seguridad = $2.27 > 2.00$
Conjunto para estabilidad de vuelco **ES SATISFACTORIA**

Verificación del deslizamiento
Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 76.09$ kN/m
Fuerza horizontal activa $H_{act} = 50.08$ kN/m
Factor de seguridad = $1.52 > 1.50$
Junta para deslizamiento **ES SATISFACTORIA**

Mínima presión en la base del bloque = 85.73 kPa
Coef. de fric. para cimiento del bloque superior = 0.00
Valor promedio de la presión en el frente = 7.56 kPa
Resistencia al corte transmitida por fricción = 47.14 kN/m

Capacidad portante contra presión transversal:
Capacidad portante de la junta = 90.00 kN/m
Cálculo de estado de tensión = 3.70 kN/m
Factor de seguridad = $23.80 > 1.00$

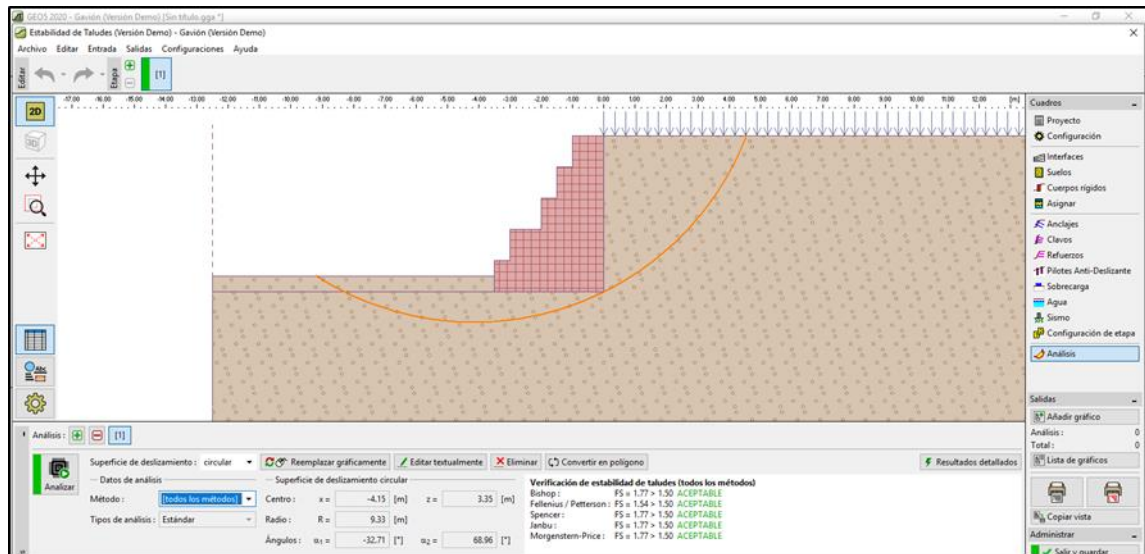
Verificación automática
Junta debajo del bloque Nro.: 2 | 2

Verificación

VUELCO: **ACEPTABLE** (68.2%)
DESIZAMIENTO: **ACEPTABLE** (98.7%)
PRESIÓN HORIZONTAL: **ACEPTABLE** (4.2%)
DIACLASA ENTRE BLOQUES: **ACEPTABLE** (16.8%)

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación x [m]	z [m]	Coef. [-]
1	Peso - Muro	0.00	126.00	1.19	-1.28	1.000
2	Sismo - construcción	-12.60	-12.60	1.19	-1.28	1.000
3	Presión activa	-24.44	0.00	2.00	-1.00	1.000
4	Sismo - presión activa	-5.01	3.28	2.00	-2.00	1.000
5	SOBRE CARGA	-8.00	0.00	2.00	-1.50	1.000
6	Extensión de malla	28.94	0.00	2.00	0.00	1.000
7	Extensión de malla	0.00	0.00	2.67	-1.00	1.000
8	Extensión de malla	0.00	0.00	3.34	-2.00	1.000

Estabilidad del talud aceptable



NOTA: Como nos podemos dar cuenta estamos cumpliendo con todos los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudo dinámicas, para los tres muros de contención por lo que se concluye que el diseño de los muros es correcto.