



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros
y su desplazamiento – Carabaylo, 2021”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Hermoza Quispe, Eddy Martin ([ORCID: 0000-0002-1334-5724](https://orcid.org/0000-0002-1334-5724))

ASESOR:

Mg. Pinto Barrantes, Raúl Antonio ([ORCID: 0000-0002-9573-0182](https://orcid.org/0000-0002-9573-0182))

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA – PERÚ

2021

Dedicatoria

Dedicado a mis padres Jhonny Hermoza Rodríguez y a mi madre María del Rosario Quispe Herrera por todo el apoyo que me han brindado durante toda mi vida, y también a mi novia Susan Laura Tamayo y a mis dos hermosas hijas Marley y Belén.

Agradecimiento

Agradezco a Dios por darme la vida, el amor de mis padres y de mis seres queridos.

A mis docentes en todo mi proceso educativo por los aportes y enseñanzas brindadas.

Al Mg. Pinto Barrantes, Raúl Antonio por guiarme en este desarrollo de tesis, por su paciencia, por su experiencia que transmite con mucha dedicación hacia nosotros.

A todas las personas que me apoyaron incondicionalmente para el desarrollo de esta tesis, siempre los tendré presentes, muchas gracias

Índice de contenidos

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de tablas.....	v
Índice de figuras.....	vi
Resumen.....	viii
Abstract.....	ix
I.INTRODUCCIÓN.....	10
II. MARCO TEÓRICO.....	13
III. METODOLOGÍA.....	41
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	41
3.2. Variables y operacionalización.....	42
3.3. Población, muestra y muestreo.....	42
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	43
3.5. Procedimientos.....	44
3.6. Método de análisis de datos.....	45
3.7. Aspectos éticos.....	45
IV. RESULTADOS.....	46
V. DISCUSIÓN.....	76
VI. CONCLUSIONES.....	80
VII. RECOMENDACIONES.....	82
REFERENCIAS.....	83
ANEXOS.....	89

RESUMEN

La presente investigación “Comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros y su desplazamiento- Carabayllo, 2021” tuvo como propósito: Evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el desplazamiento, la población de estudio son los muros de contención de cinco metros del distrito de Carabayllo. La muestra es un muro de contención de cinco metros de altura del asentamiento humano El Progreso sector 4. El muestreo es del tipo no probabilístico, a criterio discrecional o criterio del investigador. El tipo de investigación es básica y el diseño es explicativo. La interacción muro- suelo es un proceso en el que la respuesta del suelo ante una carga dinámica (cargas por sismos, etc.) influye en el movimiento de la estructura y esta a su vez influye en el movimiento del suelo.

Se determinaron los efectos de los empujes sísmicos de Mononobe-Okabe para la verificación de los máximos desplazamientos en un muro de gravedad, en voladizo y con contrafuerte de cinco metros de altura, obteniéndose que el máximo desplazamiento se da en el muro en voladizo con un desplazamiento de 0.68 cm. También se pudo hacer las comparaciones con el máximo asentamiento producido en la zapata en donde el muro por gravedad obtiene como resultado un asentamiento máximo de 0.197 cm. También se obtuvieron los valores de los esfuerzos máximos en compresión de las zapatas donde el muro de gravedad obtiene un resultado de 1.38 kg/cm², todos estos resultados se dan en condición pseudoestática, resultados que fueron obtenidos en el modelamiento con ayuda del programa SAP 2000 y con los empujes sísmicos de Mononobe-Okabe.

Palabras clave: Muros de contención, Voladizo, contrafuertes, en gravedad, desplazamiento, momentos.

ABSTRACT

The present research "Seismic behavior of a five-meter retaining wall and its displacement- Carabayllo, 2021" had the purpose of: Evaluating the seismic behavior of a five-meter retaining wall to verify the displacement, the study population is the walls of five-meter containment of the Carabayllo district. The sample is a five-meter-high retaining wall from the El Paraíso human settlement. Sampling of the non-probabilistic type, at the discretion or criterion of the researcher. The type of research is basic and the design is descriptive comparative. Wall-soil interaction is a process in which the response of the soil to a dynamic load (earthquake loads, vehicular loads, etc.) influences the movement of the structure and this in turn influences the movement of the ground.

The effects of the Mononobe-Okabe seismic thrusts were determined for the verification of the maximum displacements in a gravity wall, cantilevered and with a five-meter-high buttress, obtaining that the maximum displacement occurs in the cantilevered wall with a 0.68 cm offset. It was also possible to make comparisons with the maximum settlement produced in the footing where the wall by gravity obtained as a result a maximum settlement of 0.197 cm. The values of the maximum compression forces of the footings were also obtained where the gravity wall obtains a result of 1.38 kg / cm², all these results are given in a pseudostatic condition, results that were obtained in the modeling with the help of the SAP 2000 program. and with the seismic thrusts of Mononobe-Okabe.

Keywords: Retaining walls, Cantilever, buttresses, in gravity, displacement, moments.

I. INTRODUCCIÓN

El Perú por encontrarse geográficamente en una zona altamente sísmica, está propensa a sufrir cualquier evento de gran magnitud. Es por eso que las entidades públicas y privadas realizan proyectos y diseños sismorresistentes, con la finalidad de poder prever cualquier eventualidad. Los muros de sostenimiento o contención son caracterizados por su propósito primordial de soportar las presiones de una fracción de tierra u otros componentes. Su diseño radica en lidiar con la distribución y la magnitud de las presiones adyacentes de tierra entre el sistema de contención y la masa de suelo. Esto nos demanda hacer la predicción de los esfuerzos laterales y de las deformaciones tomando en cuenta el estado desde el inicio de los esfuerzos del terreno. Las presiones no son una característica única de la roca o del suelo, sin embargo, son una función del material que el muro debe soportar, de la posición del nivel freático, de los esfuerzos que el terreno ejerce contra la estructura, de los desplazamientos que la estructura sufrirá con el tiempo y de su comportamiento del mismo bajo efectos de las cargas sísmicas. (“Muro de contención bajo carga sísmica”, s.f., párr. 1), según Gutiérrez, Rodríguez. Durante un sismo, las fuerzas de inercia y las variaciones en su resistencia del suelo podrían alterar el equilibrio y causar la imperfección permanente del muro, ya que están unidas a fuerzas concernidas con la masa, el empuje de suelo y fuerzas externas, como anclajes y tirantes. En medio de un suceso sísmico las estructuras de contención muestran mayores demandas de carga a las que se efectúan durante el diseño a raíz que muchas ocasiones no se calculan debidamente las cargas dinámicas que van a ejercer sobre la estructura o porque se usan metodologías simplificadas en los cuales es probable que su desplazamiento sea nulo. Esto podría poner en peligro la estabilidad ya que posiblemente no se estaría haciendo una evaluación pseudoestático de los muros (porque no se está tomando en cuenta las cargas dinámicas) y se estaría subestimando el diseño. (“Muro de contención bajo carga sísmica”, s.f., párr. 2), según Gutiérrez, Rodríguez. Las fallas, sean tanto por deslizamiento, rotación o pandeo, acontecen cuando las constantes deformaciones se vuelven excesivas. En ese mismo orden, Terzariol, Aiassa, Arrúa sostienen que “La cantidad considerable de perjuicios totales y parciales sufridos por los estribos de los puentes y los muros de sostenimiento por terremotos,

manifiesta la necesidad de volver a diseñar estas obras empleando criterios y procedimientos que permitan constituir un apropiado nivel de seguridad [...]” (p. 153). El incremento poblacional ha ocasionado la necesidad de construir edificaciones y viviendas en zonas con muy alto riesgo, en cerros, bordes de ríos, donde los terrenos presentan dificultades para su ejecución y a la llegada de algún fenómeno natural como inundaciones y sismos, no se encuentren preparadas para soportarlo, dando como resultado pérdidas humanas y económicas; siendo el problema general ¿De qué manera influirá el comportamiento sísmico en el desplazamiento de un muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021?, así mismo los problemas específicos son: ¿De qué manera influirá el comportamiento sísmico con respecto al asentamiento del muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021? ¿De qué manera influirá el comportamiento sísmico con respecto al control de presiones en el terreno del muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021? La justificación de mi tema de investigación se basa en una Justificación teórica donde la investigación obtendrá mayor información para el conocimiento de mucha gente, sobre la consecuencia de desplazamiento sísmico que ocurre a un muro de contención, ya que debido a constantes movimientos sísmicos que provocan derrumbes, deslizamientos de tierra en pendientes, en faldas de cerros, generan daños a las viviendas colindantes como también daños económicos, a raíz de esos motivos, la importancia de realizar muros de contención, previamente diseñados para resistir un sismo y evitar calamidades. Queda constatado que hay falencias al momento de construir un muro de contención, sobre todo cuando se ubican en zonas donde están sometidas a cargas dinámicas, por lo mismo que no se diseña correctamente, he ahí la necesidad de implementar un método adecuado para lograr la eficiencia del muro. Justificación práctica Analizando en el ámbito práctico, se encontró cuan valioso es la importancia de los sucesos sísmicos al momento de diseñar la estructura, esta servirá para contribuir a la prevención ante una situación crítica, también para la seguridad de los habitantes sobre todo en el distrito de Carabayllo, donde la población ha construido sus casas por encima de los cerros y en suelos que han sido usados como rellenos, sin prever los posibles sucesos negativos. Lo que se busca es desarrollar una buena estrategia para el proceso constructivo, mitigando los riesgos a futuro y aplicarlo en torno a la sociedad,

beneficiándolos, mejorando también el desarrollo en el Perú Justificación metodológica Se han considerado métodos de empuje activos y pasivos, para analizar la naturaleza del problema y el comportamiento de la estructura. Cabe mencionar que los métodos establecidos o propuestos no mandan para un diseño de muro, si no que existen diferentes acotaciones más, como software para el diseño sismorresistente, donde se evidencia con mayor exactitud los desplazamientos sísmicos. La investigación tiene como objetivo estudiar los muros de contención y sus desplazamientos en el distrito de Carabayllo km 22, donde estas estructuras se ubican en zonas con pendientes, en faldas de cerros, en suelos inestables, siendo elaboradas por los mismos vecinos que no cuentan con conocimientos previos o supervisadas por un técnico o profesional. En su gran mayoría, los muros de sostenimiento que se han ejecutado en ese distrito son por ordenanza municipal del mismo, con el fin de impedir los deslizamientos de tierras o huaycos, ante la amenaza de algún acontecimiento natural, vale indicar que estas obras no están debidamente ejecutadas, por esa razón se busca evaluar los resultados sísmicos, mediante métodos y software de ayuda. Justificación técnica esta contemplará la verificación técnica del cumplimiento de los objetivos específicos y del objetivo general del proyecto de investigación para la certificación de los mismos. Siendo el Objetivo general Evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el desplazamiento en el distrito de Carabayllo, 2021, y los objetivos específicos Evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el asentamiento del muro en el distrito de Carabayllo, 2021, Evaluar el comportamiento sísmico del muro de contención de cinco metros para verificar el control de presiones en el terreno en el distrito de Carabayllo, 2021. Teniendo como hipótesis general Existe una significativa relación entre el comportamiento sísmico y el desplazamiento de un muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021 y como hipótesis específicas, existe una significativa relación entre el comportamiento sísmico con el asentamiento del muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021; Existe una significativa relación entre el comportamiento sísmico con el control de presiones en el terreno de un muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021.

II. MARCO TEÓRICO

Luego de realizar revisiones bibliográficas, ya sean escritas como virtuales, mencionaremos algunos trabajos que se tomarán para relacionar a las variables, enfocada a la presente investigación, inclinándonos a la problemática de nuestra investigación en el distrito de Carabayllo.

Presiones de tierra en muros rígidos sometidos a cargas sísmicas (Nina,2017) El poder determinar el empuje del terreno de un muro de contención ha sido uno de los principales problemas en la ingeniería que más se ha estudiado en el campo de la Ingeniería Geotécnica. Desde el punto de vista calculista ha sido relativamente fácil de tratar, sin embargo, aún existen dudas en temas como la ley de distribución de presiones con el punto de aplicación de la resultante o la profundidad. Las dudas en mención aumentan cuando en el muro de contención se adhieren cargas dinámicas, como es un evento sísmico. Por más simple que se el muro de contención la respuesta dinámica es compleja. Tal respuesta dinámica va a depender de la rigidez del muro y de su masa, del suelo base donde se apoya el muro de contención y de las tierras contenidas, del tipo de movimiento que va a solicitar el muro y de la interacción de tales factores, el objetivo del autor es establecer las principales diferencias que hay entre las metodologías para el cálculo sísmico de muros, el investigador concluye en general que los empujes activos calculados con el método de Dubrova con rotación en base resultan ser mayores que los calculados con rotación en coronación y también son superiores a los calculados por el método de Mononobe Okabe a excepción de los empujes calculados con la Presiones de tierra en muros rígidos sometidos a cargas sísmicas. En este último caso se observa que los empujes de Dubrova con rotación en base son menores a los obtenidos con Mononobe Okabe y no varían con el ángulo de rozamiento interno del suelo.

Comportamiento sísmico de estructuras rígidas de contención de suelos (Tiznado 2010) la investigación surge bajo la problemática que, al diseñar sísmicamente los muros de contención basado en desplazamientos admisibles, suele realizarse con métodos altamente simplificados que toman en consideración el conjunto muro-suelo como un método plástico-rígido que va a fallar por deslizamiento cuando se

haya superado el umbral crítico de la aceleración horizontal. Esto conlleva a la exclusión de importantes factores, dentro de ellos se puede mencionar la interacción suelo-estructura, el asentado del terreno, el desarrollo de la amplificación sísmica, y la falla de la estructura cuando es ocasionado por el giro. Adicionalmente, los procedimientos utilizados para la aplicación de tales métodos abreviados han sido obtenidos de 2 eventos sísmicos con características que se diferencian altamente con los vistos en Chile (Elms y Richards, 1979; Liao y Whitman, 1985).

La investigación tuvo como objeto hallar la respuesta sísmica de las estructuras de sostenimiento, usando por una parte los procedimientos simples como los análisis dinámicos no-lineales y del bloque deslizante (Newmark, 1965) para mayor exactitud mediante el procedimiento de elementos finitos. Finalmente se concluyó en la importancia de tomar en consideración los procedimientos usados con frecuencia en la práctica, así como los presentados por Elms y Richards (1979) y Liao y whitman (1985) fueron asignados para eventos sísmicos en Norteamérica, sin hacer discrepancias por el tipo de terreno y bajo circunstancias inusuales. Estos análisis recabaron en un inicio la propuesta planteada por Newmark de escalar los registros a una máxima aceleración de 0.5g y la máxima velocidad de 76cm/s, datos que no deberían ser considerados irrelevantes, ya que estos indirectamente nos definen un concluyente nivel de peligro ante un evento sísmico. Se debería tomar en cuenta, además, que la normalización de un registro a la máxima velocidad del terreno implica por necesidad a una alteración de la escala de tiempo, lo que conlleva a la modificación del contenido de frecuencias del registro origen. Esto origina que se esté perdiendo la necesidad de evaluarse con eventos sísmicos reales que sean los más representativos para los factores sísmicos de una región determinada.

Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de Contención (Mendieta 2016) en esta investigación el autor tuvo como objetivo hacer una comparativa optimizada entre las estructuras de contención de mampostería y estructuras de contención de concreto armado, tomando una perspectiva económica, constructiva y estructural.

Efectuar el diseño de estructuras de sostenimiento con diferentes parámetros de carga sísmica para distintas características del muro, surgiendo de la problemática para poder construir un muro de sostenimiento la necesidad de tener en consideración las cargas sísmicas para así tener un diseño con buena fundamentación técnica, espacio para construir, tipo de terreno, eventos sísmicos. Finalmente llegando a la conclusión que debido a contar con una altura mayor se va a requerir una cuantía elevada de acero, lo que conlleva, a que los diámetros de las varillas serán mayores, la elaboración de las armaduras para muros de contención de altura mayor a 3 metros y donde el terreno sea poco cohesivo (S3) tienen más complicaciones al momento de su proceso constructivo, por lo que se tendrá la necesidad de utilizar equipos de bombeo e hidráulico.

Comparación entre el método de Mononobe – Okabe y un análisis dinámico tiempo – historia, para muros de contención tipo viga en voladizo, utilizando un registro sismográfico del sismo de pedernales del 2016 (Patiño, 2017), tuvo como objetivos específicos calcular la capacidad última de los muros de contención mediante un análisis no lineal, y obtener la máxima deformación de los muros de contención mediante el diagrama de Momento curvatura para todas las secciones de las estructuras y calcular desplazamiento y fuerzas para estructuras de 8, 6, 4, 3, 2 m de altura. Concluyo que: Con las curvas de capacidad se calculó el desplazamiento de los muros de contención sometidos a cargas dinámicas obtenidas por el análisis T-H, esto desplazamientos difieren del obtenido con la rigidez elástica. Las diferencias se deben a que las inercias disminuyen y las curvas de capacidad del hormigón se agrietan. Como promedio de los muros de 8, 6, 4 y 3 m la inercia elástica sería 3.33 veces mayor a la inercia que se obtuvo por un análisis no lineal de las secciones. Para el muro de contención 2m la inercia elástica es 9.429 veces mayor a la que se obtuvo por un análisis no lineal de la sección, este resultado muy superior a los muros de contención anteriores.

Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú Ballón y Echenique (2017), cuyo objetivo es hallar la respuesta sísmica de las estructuras de sostenimiento en voladizo en cada una de las zonas sísmicas del Perú, surgiendo de una problemática que el crecimiento económico y poblacional de nuestro país que conlleva necesariamente a generar la construcción de un

número mayor de edificaciones y también más vías de comunicación dentro del territorio peruano. Esto nos condujo a efectuar proyectos en lugares de alto riesgo, así como son las riberas de los ríos y las partes bajas de los cerros, lugares donde la topografía hace muy difícil la ejecución de las obras y donde los fenómenos naturales, tales como las inundaciones o derrumbes ocasionan elevadas pérdidas humanas y económicas. A todo lo mencionado se le adiciona que el Perú se ubica en una zona con alta probabilidad de eventos sísmicos, ocasionado por los choques de las placas tectónicas de Sudamérica y Nazca, incrementando los fenómenos y dificultades que ya han sido mencionados. Su trabajo o investigación está orientado en desarrollar un análisis de estabilidad de estructuras de sostenimiento cantiléver, al momento de aplicación del procedimiento de Mononobe- Okabe y también del método general de equilibrio limite (GLE).

Así esta investigación concluyo que la presencia de un evento sísmico proporciona un mayor dimensionamiento de los elementos estructurales del muro de contención y se pudo satisfacer las verificaciones de la estabilidad con los respectivos factores de seguridad que se requieren. Con una concordancia a los resultados que se han obtenido, se pudo concluir que Mononobe-Okabe (M-O) es un procedimiento más moderado ante una comparación con el método General de Equilibrio Limite. Como se pudo corroborar en la Tabla 22 de la investigación del autor, donde resulto ser el caso más crítico comparable, un muro de contención de seis metros con una isoaceleración de 0.35; pudiéndose obtener la fuerza actuante de 36.78 Tn por el procedimiento de General de Equilibrio Limite y 51.69 Tn por el procedimiento de (M-O); logrando representar el último en mención un 40.5% más que el método GLE.

Para que el análisis sísmico de una mayor precisión, el autor nos dice, que es recomendable usar las isoaceleraciones de las zonas en vez de usar los parámetros brindados por la norma; y de ser necesario, si el proyecto es de mayor envergadura, la posibilidad de efectuar un estudio sísmico de la localidad.

Evaluación del Muro de Contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora (López 2017), el autor tuvo como objetivo Evaluar en qué estado se encuentra la estructura de contención en la av.

Arequipa del asentamiento humano La Primavera, Chimbote – 2017, donde el autor uso un método descriptivo y llega a concluir que los parámetros patológicos presentados en la estructura de contención, resultando el primer tramo de la estructura el que se ha visto más afectado debido a las sobrecargas existentes en la parte más elevada de la estructura de contención, ocasionando que el concreto se contraiga y que en consecuencia genera las grietas y fisuras y que según lo estudiado se pudo establecer que la estructura de contención mencionada fallaría por deslizamiento en cualquier momento. concluyó que: se ha calculado la capacidad de carga de las estructuras de sostenimiento, bajo cuatro escenarios posibles; considerando la geomorfología a media ladera variándose datos asignados para profundidades de desplante cuando D_f es $H/2$ y cuando D_f es cero y sujeto a un modelo de falla que considera la geomorfología horizontal circundante al muro. Esta investigación se realizó basado en la ejecución de un programa de trabajo de campo, trabajos de gabinete y ensayos de laboratorio, que nos permitió obtener el ángulo de inclinación del talud, las propiedades físico-mecánicas del suelo y el ángulo de fricción, las características físico-mecánicas del tipo de suelo, que de manera general, conforman los estratos de apoyo del cimentado de las estructuras de sostenimiento y mediante los desarrollos de los metrados de cargas se pudo obtener la carga solicitante, también se calculó el asentamiento para las estructuras de contención. De los resultados que se obtuvieron se realizó la verificación de la capacidad de soporte del suelo de fundación comparando la carga solicitante vs capacidad de carga, se comparó la capacidad de carga obtenidas para los cuatro escenarios que se plantearon y se observó una diferencia de hasta 60% menos de capacidad de carga en el modelo de falla que considera el talud a media ladera, lo que va a significar que el no considerar el modelo geotécnico podría generar errores y existiría riesgos por falla de estabilidad del muro.

Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo-2018 (Nuñez, 2018), en esta investigación el autor tiene como objeto analizar de qué manera el sostenimiento de talud influye en el diseño de la estructura de sostenimiento cantiléver de concreto armado y en el comportamiento estructural, Huancayo-

2018, determinar en qué forma afectan las diferentes alturas en el diseño de la estructura de sostenimiento en voladizo de concreto armado y el comportamiento estructural, el rango de diferentes alturas ($H= 4,5,6,7,8$ y 9 m) que fueron propuestas para el análisis del muro de contención en voladizo en los distritos de El Tambo, Huancayo y Chilca fueron las mismas, para el método de coulomb (método 01) y el método de Rankine (método 02) ambos más la influencia del sismo, los resultados se registraron y se puede deducir que para el distrito de El Tambo las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño del muro voladizo, el rango obtenido es de: ($H= 4,5,6,7$ y 8 m), para ambos métodos; para el distrito de Huancayo las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño del muro voladizo, el rango obtenido por el (método uno) considerándose una influencia sísmica es: ($H= 4,5$ y 6 m), para el (método dos) considerándose una influencia sísmica, se obtuvo como rango de: ($H= 4$ y 5 m), con un acero comercial para su diseño y para el distrito de Chilca las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño, el rango obtenido es de: ($H= 4$ m), para ambos métodos. Por lo que se concluye que el rango tomado de acuerdo a la información de los diversos autores es ciertamente aplicable a nuestra realidad.

Estabilización y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio San Isidro del distrito de San Marcos – Huari (Bernuy y Bueno,2015), el autor tuvo como objetivo en su investigación el usar la estructura de sostenimiento para afianzar la sostenibilidad de las laderas teniendo como problemática la inestabilidad de laderas ocasionado por proyectos de movimiento de tierras teniendo como objetivo mejorar las veredas y las calles para obtener una senda para el distrito en mención a esta problemática se suman las precipitaciones pluviales que originan un desliz de rocas, bloques de tierras. La peligrosidad es permanente donde se tiene una vulnerabilidad sísmica alta poniendo en peligro a los habitantes del lugar. Bernuy y Bueno dicen que habiéndose realizado diferentes estudios se logró determinar que los habitantes del barrio de San Isidro se encuentran en una zona de alto riesgo y vulnerabilidad, donde se tiene como factor principal el aumento poblacional del lugar y se tiene como zona crítica aproximadamente 490 metros y observaron que ahí se ubican las viviendas, por otro lado el estudio topográfico arrojó que el punto de estudio tiene pronunciadas pendientes rocosas

predominantes en forma de U, el estudio de mecánica de suelos determino las características físico-mecánicas del área para el diseño de una estructura de contención en el lugar mencionado, lo que se concluyó que dicho estudio le indica que el área en estudio predomina el material semi rocoso, la capa de conglomerado ronda entre 1.00 – 2.00 m de profundidad, el resultado de la evaluación química del terreno arrojo un moderado contenido de sulfatos y de concluye que se debería de usar cemento portland tipo I, y de ser necesario la utilización de cal para contrarrestar y proteger el concreto armado. El estudio de mecánica de suelos arrojo un suelo de tipo GC-GM esto indica un suelo con contenido de grava limo y arcilla y por teoría este resultado nos indica que la presión admisible del terreno para los diseños es de $q_a = 1.67 \text{ kg/cm}^2$. El procedimiento de construcción y diseño del muro de contención cumple un factor muy relevante ya que no solo estabilizara las laderas, sino que tendrá una lucha constante con los efectos devastadores de la naturaleza el cual llevara a un esfuerzo máximo del muro, todo lo contrario, sucede con el desarrollo poblacional en cuanto a la ejecución de estructuras sostenibles en cuanto a la resistencia y la economía.

Determinación experimental del empuje activo contra muros de contención que sufren traslación y rotación respecto al tope (Cahuana y Yanqui,2019), los autores tienen como objeto la determinación experimental de la distribución de la presión lateral activa, de un suelo granular contra una estructura de sostenimiento rígida que sufre rotación y traslación horizontal respecto al tope. La metodología para el cálculo de la presión fue llevada a cabo utilizando celdas de carga como sensores, siendo las variables la rugosidad del paramento y la densidad relativa del relleno. La colocación del relleno en estado suelto y denso fue obtenida por extracción de la malla y por el uso de los métodos de pluviación respectivamente. El movimiento de la estructura se controló mediante un sistema mecánico simple. Mediante los resultados experimentales se obtuvo como conclusión general de que los suelos sueltos muestran una distribución lineal, y los suelos densos una distribución no lineal. En particular, la distribución de la presión lateral de un relleno denso contra un muro que se traslada horizontalmente y rota alrededor del tope, exhibe dos picos. Este hecho es explicado por la mecánica granular, como la

yuxtaposición de las dos distribuciones de presión correspondientes a la traslación horizontalmente y rotación respecto al tope.

Influence factors on the seismic behavior and deformation modes of gravity retaining walls (Hong, Ling and Jing,2019), Este estudio tuvo como objeto investigar los factores de influencia en la respuesta sísmica y los modos de deformación de los muros de contención utilizando pruebas de mesa vibratoria de modelos a gran escala. Los resultados experimentales mostraron que la distribución de las presiones sísmicas máximas de la tierra a lo largo de la altura de un muro era una única curva de valor máximo. Las presiones sísmicas de la tierra en un muro de contención de suelo de grava fueron mayores que las presiones en los muros de contención de granito y cuarzo erosionados. Además, la presión sísmica máxima de la tierra aumentó con los aumentos en la aceleración máxima del suelo y la altura de la pared. Las presiones sísmicas activas de tierra medidas en un muro de contención de cimentación de roca fueron mayores que los valores calculados, y la posición de acción de la presión sísmica resultante fue superior a $0,33 H$. En el muro de contención de la cimentación del suelo, las presiones sísmicas de tierra medidas fueron mucho más pequeñas que los valores calculados, mientras que la posición de acción fue ligeramente superior a $0,33 H$. El muro de contención de la base del suelo sufrió deslizamiento y vuelco de la base en condiciones de terremoto, mientras que el vuelco fue el principal modo de falla para los muros de contención de la base de roca.

En este capítulo se definen y explican los criterios de estabilidad de los muros de sostenimiento. Detalles de los tipos de fallas y de los tipos de muros, también las características mecánicas del terreno, el análisis pseudo-estático y estático y el diseño estructural del muro de sostenimiento para que sea aplicado posteriormente.

Muros de Contención: “Los muros de sostenimiento se usan para soportar grandes dimensiones de tierra u otros elementos sueltos cuando las circunstancias no permiten que estas dimensiones asuman los desniveles naturales” (Arthur, 1999, p.527).

“Es una estructura que tiene como finalidad la contención del terreno u otro elemento en desnivel. Se usan para mantener el material confinado logrando así evitar el progreso de su ángulo en reposo natural” (Harmsen, 2002, p. 361).

Muros de gravedad: Urban, sostiene que:

Los muros de gravedad son estructuras de hormigón en masa, en donde la estabilidad y la resistencia al empuje de las tierras se consiguen por el peso propio de la estructura. Por lo general tienen forma trapezoidal, ensanchada en la base, trasdós escalonado o vertical y podrían tener cimientado diferenciado. Son para alturas moderadas entre 4 y 5 m y siempre que la cantidad de volumen a usarse de hormigón no sea demasiado (muros no muy largos) (2010, p. 240).

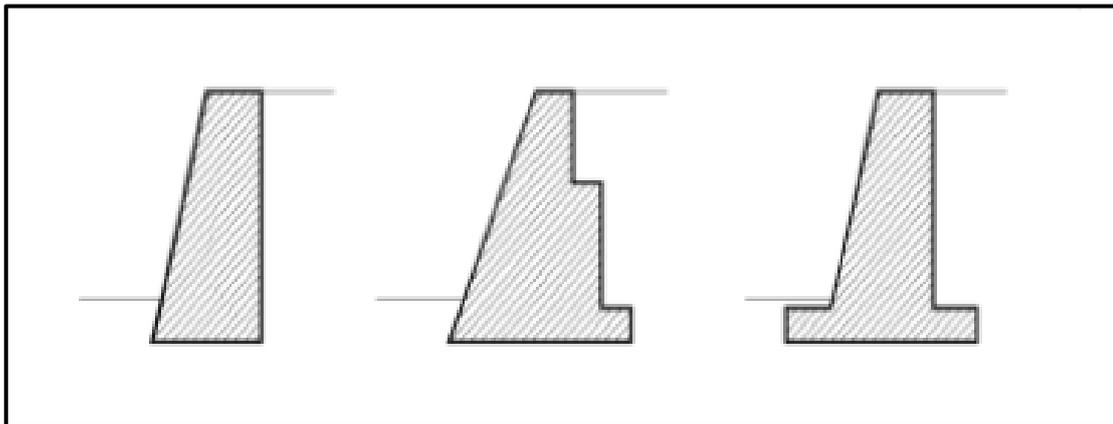


Figura 1. Muro de contención en gravedad

Fuente: (Urban, 2010, p.240).

Muros en cantiléver o en voladizo: Harmsen, sostiene que: Los muros en cantiléver o en voladizo son construidos de concreto armado y son utilizados en alturas de aproximadamente hasta 8m. Para este caso, se logra una estabilidad con el peso de la estructura y también con el peso del relleno. (2002, p. 361).

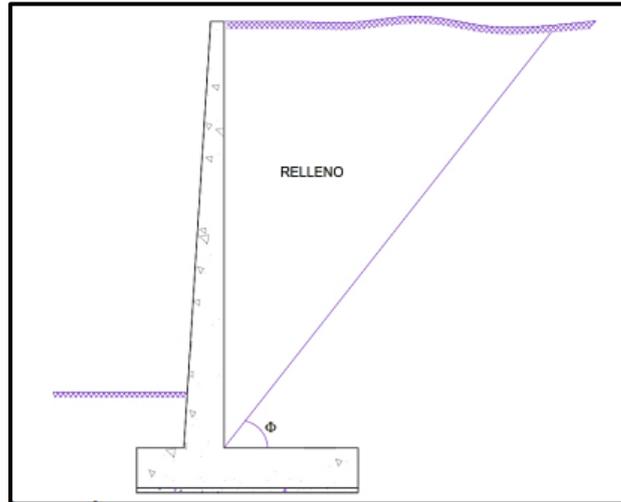


Figura 2. Muro de contención en voladizo

Fuente: Elaboración propia.

Muros con contrafuertes: Barros, define que:

Los muros contrafuertes son estructuras que pueden realizarse sin armar o armado, esto representa una mejora de los muros en cantiléver o voladizo, ya que al aumentar la altura de la estructura aumenta también el espesor de la pantalla, el incremento del espesor es sustituido por los contrafuertes. (2005, p. 19).

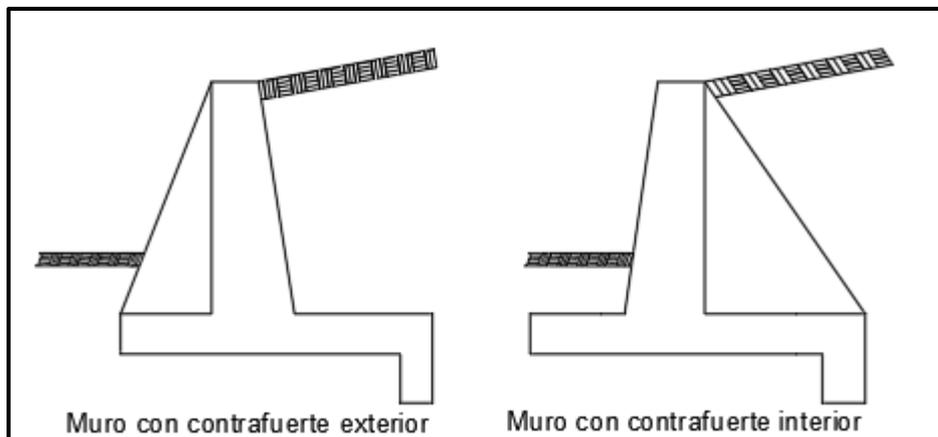


Figura 3. Muro de contención con contrafuerte.

Fuente: Elaboración propia.

Muros de sótano: “Este tipo de estructura resiste el empuje de la tierra, pero asimismo pueden soportar cargas de la edificación especialmente verticales” (Harmsen, 2002, p. 361).

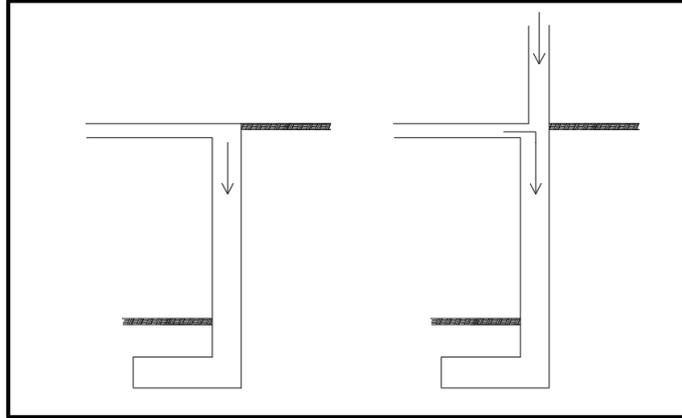


Figura 4. Muro de Sótano

Fuente: Elaboración propia

Gaviones: “Las estructuras de gaviones son estructuras de gravedad que proveen un extenso campo de aplicaciones en la estabilidad de terrenos y el medio ambiente” (Bianchini, 2011, p.125).

Estos muros son de tipo:

- Muro integral en gaviones.
- Muro inclinado.
- Muro con tierra de relleno.

Una de la principal aplicación del gavión es de muro de sostenimiento de terrenos, tanto en terraplenes como en taludes. Los muros de gaviones son estructuras que trabajan por gravedad.

En general, se calcula la base de los gaviones con la formula siguiente:

$$B = \frac{1}{2}(1 + H)$$

Donde:

B: es la longitud de la base del muro de gavión

H: altura total del muro.

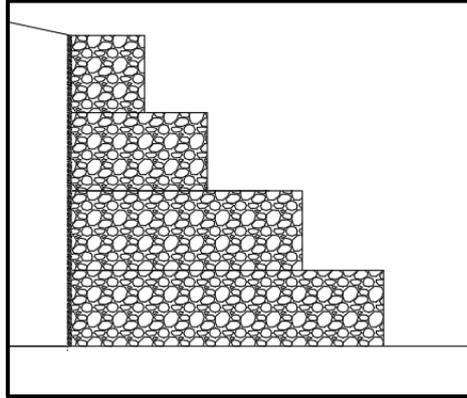


Figura 5. Muro de gaviones.

Fuente: Elaboración propia.

Tipos de fallas de muros de contención: “La estabilidad de un muro de contención se debe especialmente a su propio peso y al material que se halla principalmente en su base” (Morales, 2006, p. 180).

Por consiguiente, se expondrá los diferentes tipos de fallas.

Falla por volteo: Según Harmsen, señala que:

Los momentos que actúan son originados por el empuje de la sobrecarga y por el empuje activo del relleno que puedan existir sobre él. Los momentos estabilizantes o resistentes son producto del peso del suelo que está apoyado sobre la punta del muro y el talón, como también del peso de la estructura. El empuje pasivo del material de relleno sobre la punta y de la sobrecarga, también logran generar momentos de resistencia que contribuyen al equilibrio del muro. Por lo general, no se toma en cuenta el empuje pasivo por seguridad. Los momentos se consideran respecto alrededor del punto del cual se forma el volteo del muro. (2002, p. 366).

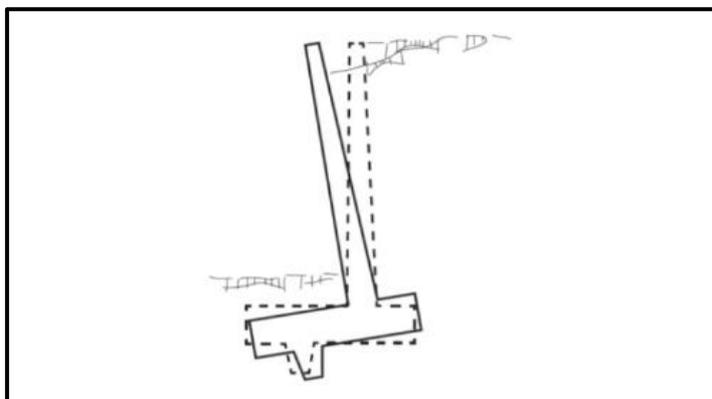


Figura 6. Falla por volteo en muros de contención

Fuente: (Harmsen, 2002, p. 366).

Falla por deslizamiento: Según Harmsen, señala que:

Las fuerzas que actúan son generadas por el empuje activo de la sobrecarga y de relleno que ejerce sobre él. Las fuerzas que resisten el deslizamiento son la fricción en la base y el empuje pasivo. Las fallas por deslizamiento pueden ocasionarse en la interfase suelo-concreto. También se logra presentar el escenario en la que la estructura y parte del terreno, bajo en el que se desliza respecto del suelo en las capas menores. El factor de fricción en ambas situaciones es diferente. Para la comprobación de la estabilidad de la estructura debe elegirse la condición crítica, eso quiere decir, que se refiere a la cual el factor de fricción es menor. (2002, p.367).

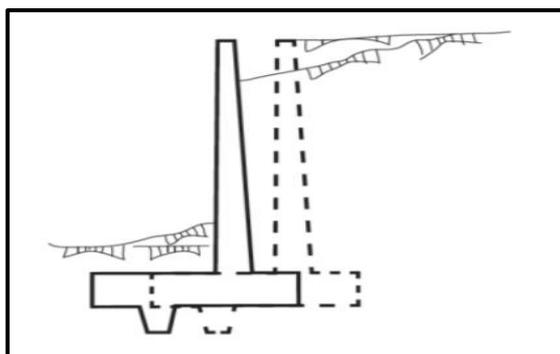


Figura 7. Falla por deslizamiento lateral en muros de sostenimiento

Fuente: (Harmsen, 2002, p.367).

Peso propio: “Su propio nombre lo dice, es el peso de la fábrica con que la que es elaborado el muro de contención” (Barros, 2005, p. 59).

Una aproximación de los pesos de los diferentes macizos es:

- a) Concreto ciclópeo = 2.200 kg/m^3
- b) Concreto armado = 2.400 kg/m^3
- c) Fábrica de ladrillo macizo = 1.800 kg/m^3

Sismicidad en el Perú: El territorio peruano es altamente sísmico debido a las placas tectónicas en Sudamérica y las de nazca. Esto quedó demostrado en el terremoto reciente de pisco en el año del 2007 la cual logro registrar una magnitud de 8.0 gradas en la escala de Richter, la cual causo una enorme cantidad de pérdidas humanas y un gran daño en la infraestructura en gran parte del territorio peruano, no obstante, la intensidad de los sismos son las mismas en cada punto de nuestro país.

Zonificación: Según el MVCS, Señala que:

El Perú se divide en cuatro zonas sísmicas. La zonificación que ha sido propuesta está basada en la distribución espacial de la sismicidad que se ha podido observar a través de los años, y sus características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como la información neotectónica. El siguiente grafico muestra la distribución de las zonas sísmicas. (2016, p.5).

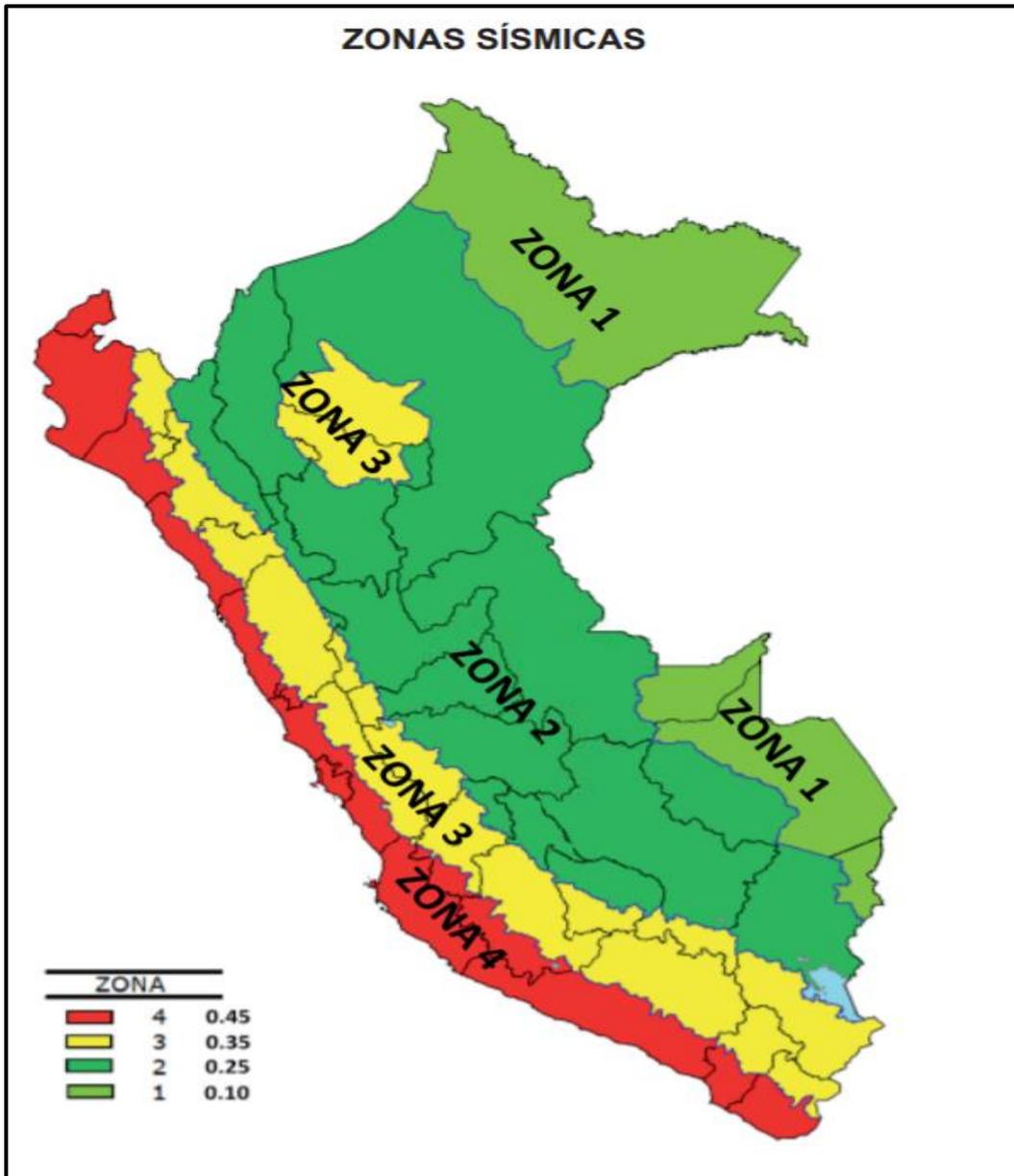


Figura 8. Zonas sísmicas del Perú

Fuente: (MVCS, 2016, p.5).

Según se indica en la tabla numero 3 cada zona sísmica tiene asignado un factor. Este factor es interpretado como una aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z es expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad. (C.E.0.30, 2018 pág. 07).

Tabla 1: Factores de la zona "Z"

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: (Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, 2018, p.07)

Empujes estáticos sobre estructuras de contención

Método de Rankine: Según Harmsen, señala que:

El empuje del terreno es un parámetro por lo general difícil de aproximar. Hay muchas teorías para su determinación en mecánica de suelos, la reacción de los suelos granulares son diferentes al de los suelos cohesivos. La teoría de Rankine nos dice que es aplicable para suelos homogéneos, incompresibles y granulares. Este método no toma en cuenta la fricción entre el suelo y el muro (2002, p 363).

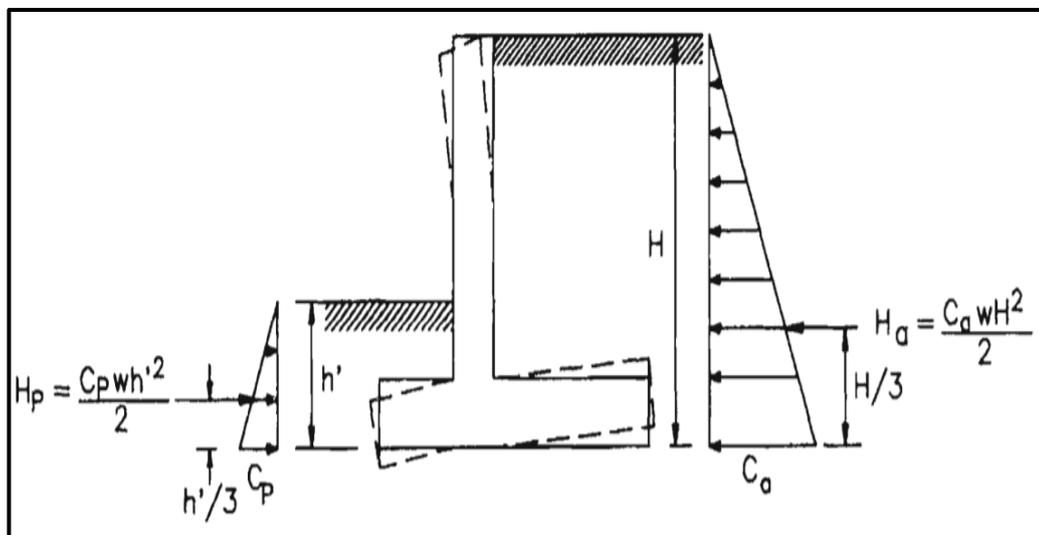


Figura 9. Empuje del terreno sobre los muros de contención

Fuente: (Harmsen, 2002, p. 363).

Rankine nos dice, el resultado del empuje activo es equivalente a:

$$H_a = \frac{1}{2} C_a w H^2$$
$$C_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

w: Peso específico del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.

H: Altura del relleno que ejerce el empuje activo

El resultado del empuje pasivo es:

$$H_p = \frac{1}{2} C_p w H^2$$
$$C_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Si en caso el relleno tuviera una pendiente, los coeficientes C_p y C_a estarán dados por

$$C_a = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right)$$
$$C_p = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right)$$

δ : Pendiente del relleno.

En tal caso, la inclinación de la resultante será similar a la pendiente de nuestro relleno.

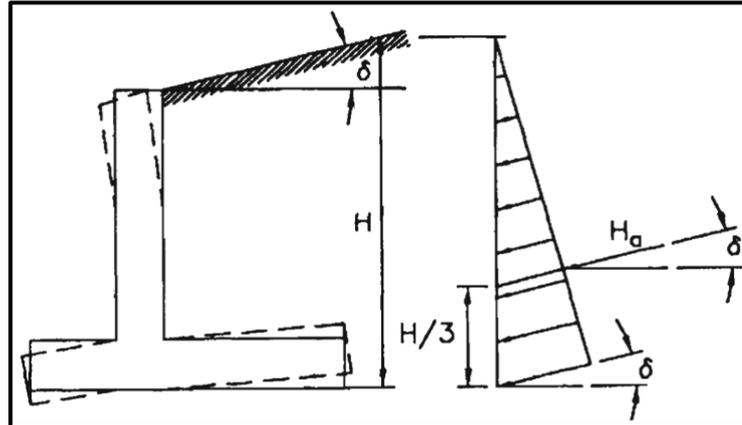


Figura 10. Empuje del suelo inclinado sobre muros de contención

Fuente: (Harmsen, 2002, p. 364).

Método de Coulomb: Según Braja, señala que:

Los muros de sostenimiento son por lo general ásperos y sus fuerzas de corte se desarrollan entre la cara del muro de contención y su relleno. Hace más de 200 años, Coulomb (1776) mostró una teoría de presiones pasivas y activas contra las estructuras de sostenimiento. En esta teoría Coulomb asume que la superficie donde ocurre la falla es un plano. (2013, p. 405).

Empuje activo: Sea AB (figura 11) el lado posterior de un muro de sostenimiento que aguanta un terreno granular cuya superficie está firmemente inclinada formando así un ángulo α con la respectiva horizontal. La sección BC es una superficie del plano de ensayo de falla. Teniendo como suposición que la estabilidad de la cuña ABC probablemente falle, las subsiguientes fuerzas estarán involucradas:

- W, el peso efectivo de la cuña del terreno
- F, la resultante de las fuerzas normal y de corte sobre la superficie de falla, BC. Esta tendrá una inclinación en un ángulo ϕ' a la normal trazada al plano BC.
- P_a , es fuerza activa por cada unidad de espacio del muro. La dirección de P_a estará en una dirección donde forma un ángulo δ' con el normal trazado en la

cara del muro que soporta el terreno. δ' será el ángulo de roce entre la pared y el suelo.

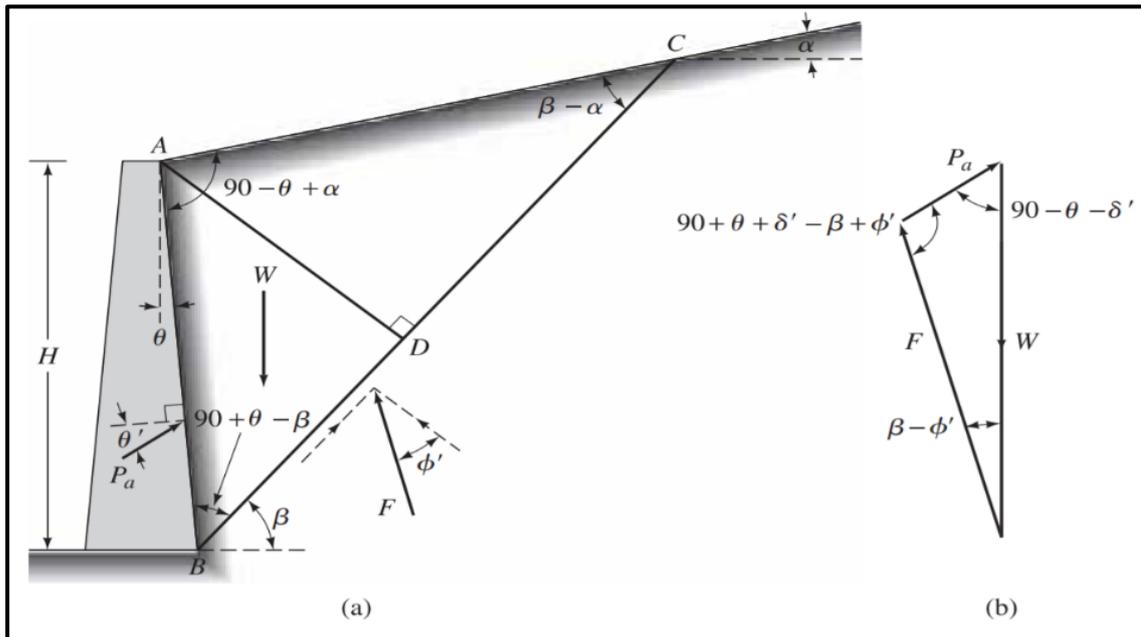


Figura 11. La Presión activa por Coulomb: (a) figura de prueba de falla de la cuña; (b) el polígono de fuerzas (Nota: δ' es el ángulo de rozamiento entre la cara posterior del muro y el suelo)

Fuente: (Braja, 2013, p 405).

Luego de algunas operaciones, obtenemos la presión activa de Coulomb que se da por la siguiente ecuación:

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

De la ecuación K_a es el factor de presión activa de Coulomb, definida por:

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

Figura 12: Ecuación 1 Coeficiente de empuje activo K_a (Coulomb)

Fuente: (Braja, 2013, p 406).

Empuje pasivo: Para un muro de sostenimiento con un material de relleno parcialmente inclinado no cohesivo parecido al considerado se tiene que:

En donde: K_p = es factor de presión pasiva de Coulomb

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

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

Figura 13: Ecuación 2 Coeficiente de empuje activo K_a (Coulomb)

Fuente: (Braja, 2013, p 410).

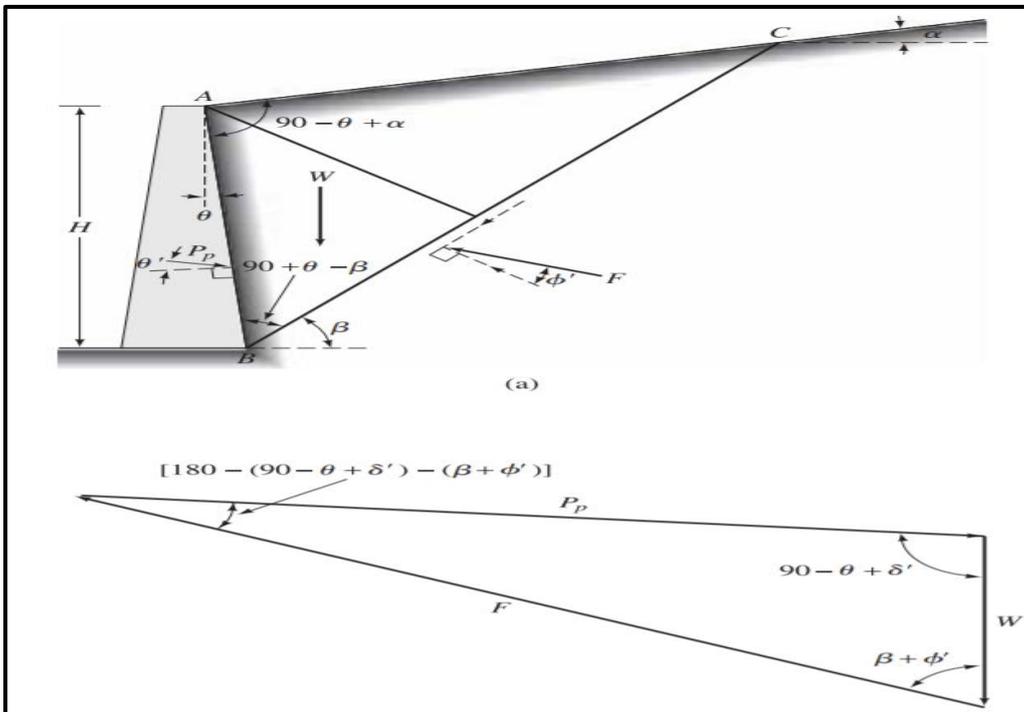


Figura 14. Presión pasiva de Coulomb: (a) representa prueba de falla de la cuña; (b) representa polígono de fuerzas

Fuente: (Braja, 2013, p. 411).

Empujes sísmicos sobre estructuras de contención

Método de Mononobe-Okabe: NCHRP, indica que:

Es posible tener en cuenta a este como un método aproximado y simplificado para calcular las presiones sísmicas en una estructura de contención, y también se consideraría una extensión de la teoría estática de Coulomb para circunstancias pseudo-estáticas. Se tiene que tener en

cuenta que en las fórmulas siguientes se consideran el suelo sin cohesión y homogéneo. (2008, p. 71).

De igual manera, este método tiene restricciones dependiendo la magnitud sísmica para la que se formula, siendo como respuesta el máximo ángulo para el talud de relleno.

Las ecuaciones para expresar los empujes pasivo y activo son análogas a aquellas de las situaciones estáticas como se logra apreciar a continuación:

$$E_{AE} = 0.5\gamma H^2(1 - k_v)K_{AE}$$

Figura 15: Ecuación 3 empuje sísmico activo

Fuente: (Canadian Geotechnical Society, 2006, P. 113-114).

$$E_{PE} = 0.5\gamma H^2(1 - k_v)K_{PE}$$

Figura 16: Ecuación 4 Empuje sísmico pasivo

Fuente: (Canadian Geotechnical Society, 2006, P. 113-114).

De igual manera los factores sísmicos de presión pasiva y activa son los sucesivos:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \psi)}{\cos\psi \cos^2\omega \cos(\delta + \omega + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \omega + \psi) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Figura 17: Ecuación 5 factor sísmico de presión activa.

Fuente: (Canadian Geotechnical Society, 2006, P. 113-114).

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\delta + \omega - \psi)}{\cos\psi \cos^2\omega \cos(\delta - \omega + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \omega + \psi) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Figura 18: Ecuación 6 Coeficiente sísmico de presión pasiva.

Fuente: (Canadian Geotechnical Society, 2006, P. 113-114).

Análisis de estabilidad: De acuerdo con lo visto anteriormente, es necesario hacer un seguimiento en el análisis de la estabilidad de los muros de contención. Esto implica que los empujes que se hallaron con anterioridad van a servir para poder comprobar la estabilidad de los muros y observar si es que las dimensiones van a ser los adecuados para que el muro no incurra en una falla.

Por lo tanto, será necesario que se garantice la estabilidad y la resistencia del muro, para esto se tendrá que realizar las verificaciones por deslizamiento, por volteo y por su capacidad de carga del muro, las cuales se van a desarrollar a continuación.

Verificación por volteo: Según Braja, señala que:

la verificación de la falla por volteo va a consistir en hacer un análisis con respecto al punto de giro que va a estar ubicado en un extremo de la base de la estructura de sostenimiento, se va a comprobar que los momentos estabilizantes sean mayores a los momentos desestabilizantes, y con ello la verificación si las dimensiones de la estructura son las adecuadas; ya que la resistencia hacia estos momentos va a depender de la geometría del muro. (2013, p.451).

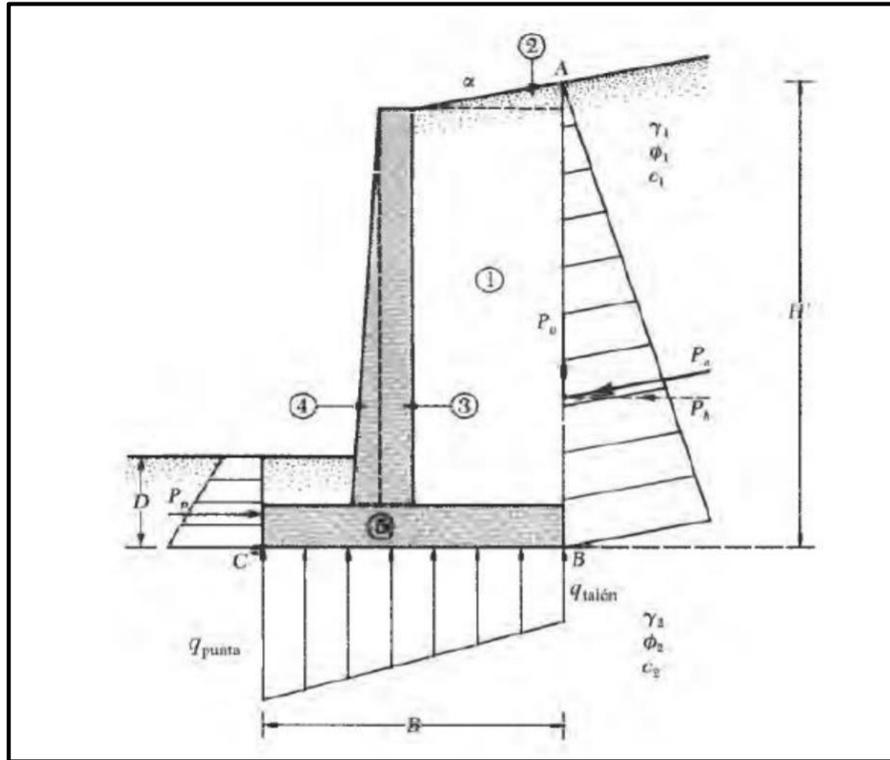


Figura 19: Fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras por volteo

Fuente: (Braja, 2013, p.451).

Una vez determinado los momentos estabilizadores y desestabilizadores se hallarán los momentos actuantes en el punto C de la figura 14, cabe recordar que será necesario calcular el peso del suelo y del muro, para estos cálculos se recomendará dividir el muro en figuras geométricas conocidas.

$$F.S. = \frac{\sum M_{ESTABILIZADORES}}{\sum M_{DESESTABILIZADORES}}$$

Figura 20: Ecuación 7 Factor de seguridad al volteo

Fuente: (Braja, 2013, p. 450).

Ya calculados los momentos con respecto al punto C, se realizará una relación entre los momentos desestabilizantes y estabilizantes y así poder calcular el factor de seguridad que deberá estar entre los valores de 1.5 a 2.

Verificación por deslizamiento: Según Braja, señala que:

A continuación, será necesario realizar una comprobación por deslizamiento, con esto se quiere buscar que no falle el muro por un empuje excesivo. Sin embargo, se va a tener en cuenta que la fuerza principal que va a resistir el deslizamiento será la fricción, la cual se genera entre la base del suelo y del muro. Para esta verificación será necesario conocer las fuerzas que actúan y que van a generar el deslizamiento como las fuerzas que se van a oponer. (2013, p.453).

Para esta verificación será necesario identificar las fuerzas que actúan y generan dicho deslizamiento como se logra observar en la imagen siguiente.

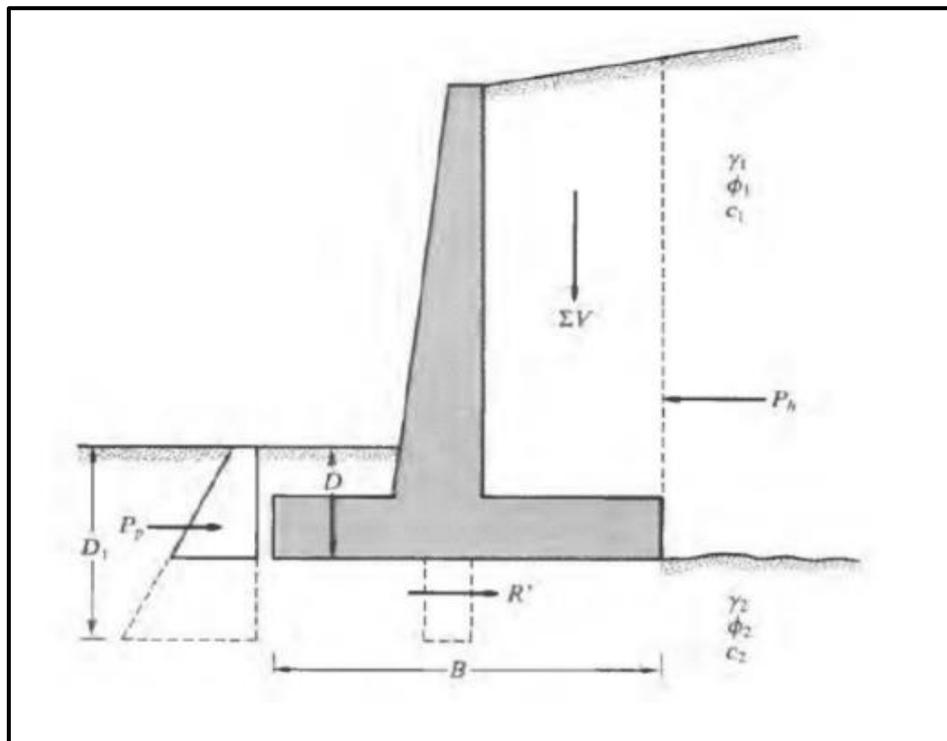


Figura 21: Fuerzas resistentes y actuantes por deslizamiento

Fuente: (Braja, 2001, p. 453).

Se observó en la anterior imagen que en algunos casos se optará en poner un dentellón (se ve con líneas punteadas). Esto incrementará el empuje pasivo.

Para hallar el factor de seguridad de deslizamiento se empleará la siguiente fórmula:

$$F.S. = \frac{\sum F_{RESISTENTES}}{\sum F_{ACTUANTES}}$$

Figura 22: Ecuación 8 Factor de seguridad al desplazamiento

Fuente: (Braja, 2013, p. 453).

El factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es mínimo de 1.5 en suelos granulares, y 2.0 en suelos cohesivos.

Verificación por capacidad portante: Para finalizar se deberá verificar la capacidad portante del suelo inferior al muro, con esta será imprescindible garantizar que el terreno no falle por la presión que va a ejercer el muro. Para esto se deberá tener en cuenta en donde se aplicará la carga, ya que si se encontrase en el tercio central al cálculo del esfuerzo mínimo y máximo será el siguiente:

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$
$$\sigma_{Min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Figura 23: Esfuerzos actuantes máximo y mínimo (carga aplicada al tercio central)

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017, p. 11-20).

Donde: e= excentricidad

Para determinar si la fuerza normal pasa por el tercio medio calculamos su posición usando la siguiente expresión:

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

Si (x) cumple con la condición $B/3 \leq x \leq 2B/3$, la fuerza normal N pasa por el medio central.

Para el cálculo de los esfuerzos producidos en el suelo por el muro de contención se debe de obtener la excentricidad (e), mediante la siguiente expresión:

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

Para que la fuerza normal (N) pase por el tercio medio el valor de (e) debe ser menor a (B/6)

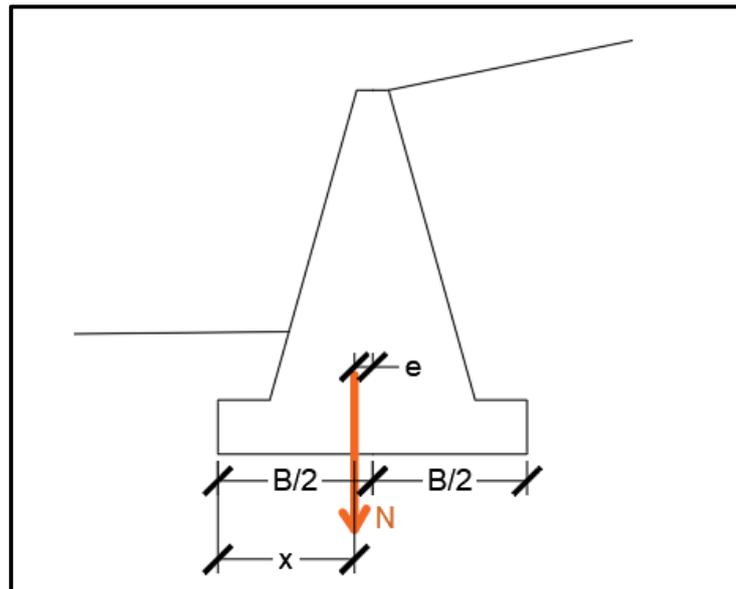


Figura 24: Ubicación del esfuerzo normal

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, cuando es aplicada fuera del tercio central se calculará de la siguiente forma:

$$\sigma_{Max} = \frac{2 \sum V}{3 \left[\left(\frac{B}{2} \right) - e \right]}$$

$$\sigma_{Min} = 0$$

Figura 25: Esfuerzos actuantes máximo y mínimo (carga aplicada fuera al tercio central)

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017, p. 11-20).

Por consiguiente, se calcula la capacidad última del suelo con lo cual se halla el factor de seguridad que garantiza que el suelo no falle por asentamiento, para esto se quiere garantizar que ese factor sea 3.

$$FS_{\text{Capacidad de Carga}} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Figura 26: Factor de seguridad de capacidad de carga

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017, p. 11-20).

Presiones sobre el terreno: Cada terreno tiene sus propias características y reaccionan de distinta forma ante cargas externas. Los factores que van a intervenir en la distribución de la reacción del terreno son: El tipo de terreno, la flexibilidad del cimiento respecto al terreno y el nivel de cimentación. Se muestra un ejemplo en la figura 27, de la distribución de la presión para dos tipos de suelos: granular y cohesivo.

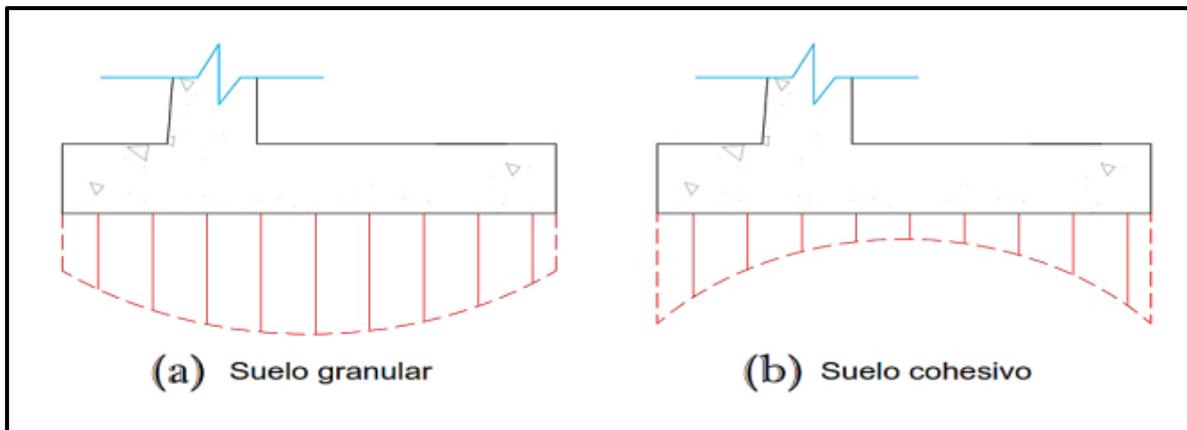


Figura 27: Distribución de presiones para dos tipos de suelos

Fuente: (Harmsen, Diseño de estructuras de concreto armado, 2002, p.319)

Desplazamientos sísmicos en muros de contención

Daños observados en estructuras de contención sometidas a sismos severos: Por lo general, los muros de contención están consideradas como proyectos de gran envergadura. Por tal motivo, cuando ocurren colapsos en eventos sísmicos, es llamativo cuando ocurre una falla en la estructura principal, aun cuando los desplazamientos de los muros de sostenimiento puedan ser los principales

causantes de los mayores daños. Sin embargo, no quiere decir que las fallas en los muros de sostenimiento sean poco frecuentes. Hay muchos casos de los cuales se mencionarán algunos muros vinculados con la falla por desplazamiento. La Tabla 2 muestra alguno de ellos.

Tabla 2: *Daños observados en estructuras de contención sometidas a sismos*

(Terzariol et al;2004)

Sismo	Año	Magnitud	Daños	Referencia
Tonankai, Japón	1944	8.2	Desplazamientos en estructuras de contención.	Amano et al. (1956)
Chile	1960	8.4	Volcamiento en muros de gravedad. Desplazamientos en estructuras de contención anclados	Duke y Leeds (1963)
Niigata, Japón	1964	7.5	Desplazamiento de estructuras de sostenimiento anclados. Rotación en estructuras de gravedad	Hayashi et al. (1966)
Inangahua. Nueva Zelandia	1968	7.1	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Asentamientos del 10% al 15% de la altura del estribo.	Nicol y Nathan (2001)
Kobe. Japón	1995	7.2	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Fisuras en losa de aproximación. Grandes asentamientos en terraplenes de acceso. Rotación de estribo. Desplazamiento de estructuras de contención	Nishimura (2003)

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación es básica, según (Carrasco,2005, p.43), “es el tipo de investigación que no va a tener propósitos de aplicación inmediata, ya que solo busca profundizar y ampliar el caudal del conocimiento científico existente referente a la realidad. Su objeto de estudio va a ser constituido por las teorías científicas las mismas que se analizaran para dar perfección a sus contenidos” Según (Espinoza, 2014, p.90).

3.1.2. Diseño de investigación

“Se entiende por diseño de investigación a la estrategia general que opta el investigador para sustentar el problema que se ha planteado. Con respecto al diseño, se puede clasificar a la investigación en: experimental, de campo y documental y” (Arias, 2012, p. 27).

Según Sierra (como se citó en Hurtado y Toro, 2007, p. 103), “[...] el diseño seccional transversal como aquel que se realiza cuando se requiere estudiar la mejora de una o más variables a través del tiempo, pero se realiza una sola medida distinguiendo en la muestra distintos grupos de edad, con la finalidad de inferir la mejora a través del tiempo de la variable o variables focalizadas”.

Respecto a lo mencionado, se aplica un diseño no experimental – transversal, porque no se manipula las variables y su relación se analiza en ese momento.

3.1.2.1 Enfoque de investigación

“En los proyectos de investigación aplicando metodologías cuantitativas, los métodos más usados son: el sondeo o la encuesta, el experimento, y los análisis del contenido” (Zapata, 2005, p. 187).

El trabajo a realizar tiene un enfoque **cuantitativo**, ya que será medido de forma cuantificada por los medios que el autor indica.

3.1.2.2 Nivel de investigación

Arias, define que:

El estudio explicativo se encarga de encontrar el porqué de los sucesos estableciendo las relaciones causa-efecto. En tal sentido, la investigación explicativa puede encargarse tanto de la localización de las causas (investigación post facto), como también de los efectos (investigación experimental), mediante el análisis de hipótesis. Sus conclusiones y resultados constituyen el grado más recóndito del conocimiento. (2012, p. 26).

A lo mencionado, se identifica al proyecto de investigación como **explicativa**, porque no solo describe, si no que interpreta y explica el tema de manera que se llegue al objetivo planteado.

3.2. Variables y operacionalización

3.2.1. Comportamiento sísmico

“[...] Se puede definir como un factor de riesgo dentro de un elemento propenso a eventualidades de peligro, y que corresponde a su predisposición específica a ser afectado o ser permisible de sufrir muchos daños. [...]” (Vielma, 2014, p. 3).

3.2.2. Desplazamiento

Se define como aquel movimiento existente con independencia de cualquier comparación o relación, como la materia de un elemento, que sería un valor absoluto porque no va a depender del lugar en el que esté. El carácter absoluto del movimiento supone también sin obviar el reposo, siendo esta una condición necesaria del desarrollo en el mundo (Cardenas, 2012, “Movimiento absoluto y relativo”, párr. 3).

3.3. Población, muestra y muestreo

3.3.1. Población

En el proyecto de investigación tenemos como población los muros de contención de 5M de altura distribuidos en todo el distrito de Carabayllo.

3.3.2. Muestra

El tipo de muestra es no probabilística o dirigida, ya que el investigador manejará a criterio la cantidad de muros a evaluar, dependiendo el estado de vulnerabilidad en el que se encuentra, por consiguiente, el tipo de muestreo es de selección por conveniencia porque dependerá de las características de la estructura que se presenten en campo.

Para nuestra investigación se tomará un muro del AAHH El Progreso sector 4 de la localidad de Carabayllo. ya que, por ser un número mínimo de población, no se necesita ser calculado por la fórmula que ofrece la estadística.

3.3.3. Muestreo

En el muestreo no probabilístico va a recaer la responsabilidad en la selección de las unidades muestrales, al criterio del investigador, para así poder estudiar y escoger las características más representativas las cuales va a encaminar la solución del problema de investigación (Ñaupas et al., 2018). En concordancia con este concepto podremos definir como un tipo de muestreo no probabilístico por conveniencia. Se escogió el muro de contención del A.A.H.H. El Progreso sector 4, debido a que es un muro de 5M de altura.

3.3.4. Unidad de análisis

En nuestro proyecto de investigación se va a tener en cuenta como unidad de análisis a las estructuras de contención de 5M de altura en el distrito de Carabayllo.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

- Visita técnica de la zona donde será proyectada el muro de contención en voladizo y a su vez identificar ubicación para el muro.
- Se tomarán muestras (calicatas) de diferentes puntos para su investigación, dependiendo de la topografía de la zona y estas se colocarán en el formato de recolección de muestras ubicada en el anexo 3.
- Se tomará en cuenta los parámetros sísmicos de zonificación de acuerdo a las normas sismorresistentes, luego de ello se utilizará el software SAP

2000 para evaluar el análisis estructural y el diseño de concreto para posteriormente evaluar su respectivo análisis de resultados.

Instrumentos de recolección de datos

Se utilizará los siguientes Instrumentos:

- Recaudación de datos de los ensayos e identificar los resultados obtenidos para su aplicación en el diseño y ser verificadas con las normas, dicha información será respaldada por ingenieros del área correspondiente.
- Recaudación de muestras de suelo, llevados al laboratorio para realización de los ensayos correspondientes.
- Software SAP 2000 para apreciar la vulnerabilidad ante la presencia de un evento sísmico.

Validez

Teniendo el plan de estudio, los criterios y el conocimiento, se efectuarán los métodos de empuje de suelos para la obtención de los factores de seguridad y usar el método computacional, con el software correspondiente para identificar el movimiento sísmico, a su vez se realizarán ensayos de laboratorio y estos resultados serán certificados por especialistas correspondientes al estudio.

Confiabilidad

Se tendrá como fuente importante para la confiabilidad, la calibración de los instrumentos a utilizar, los cuales me darán los resultados al 100%, como también la presencia en todo momento de los técnicos encargados de los laboratorios donde se realizará los ensayos de suelo.

3.5. Procedimientos.

Para proceder con los trabajos de diseño se realizó una visita de campo para la extracción de la muestra a analizar.

Los Tipos de ensayo que será efectuado es:

- Ensayo de corte directo

- Ensayo de análisis granulométrico por tamizado
- Ensayo de limite líquido y plástico
- Ensayo de densidad natural del terreno
- Ensayo para capacidad portante

Este ensayo nos permitirá conocer la capacidad portante del suelo, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

3.6. Método de análisis de datos

El análisis del proyecto de investigación será cuantificado, a través de resultados obtenidos por los ensayos de estudios de suelos, datos de sismicidad de la zona, datos obtenidos por resolución de métodos de empuje. Los datos que se tomarán en campo conjuntamente con los especialistas serán de vital importancia para evaluar los parámetros que involucran realizar los ensayos de muestra, el diseño sísmo resistente, con esto obtendremos la validez del trabajo.

3.7. Aspectos éticos

El investigador se comprometerá a valorar las convicciones de respeto y honestidad que conforman el proyecto.

3.7.1 Respeto

Se tiene en cuenta para la elaboración del presente trabajo el respeto a las fuentes y artículos de información que se van a ir obteniendo durante el avance del proyecto de investigación, también el respeto a la ideología política y moral de los autores citados a su vez se fue agregando de manera textual el conocimiento profesional obtenido durante la carrera de ingeniería civil.

3.7.2 Honestidad

Para el desarrollo del proyecto de investigación se tiene presente al momento de tomar la información las referencias y el uso correcto de las citas bibliográficas, evitando así incurrir en la copia de otros autores, por lo mismo el presente trabajo se realizó de una manera veraz.

IV. RESULTADOS

PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCION

Muro de contención en Gravedad

1. Datos
 - Peso específico del suelo: 2150 kg/m³ (γ_s)
 - Peso específico de concreto simple: 2300 kg/m³ (γ_{cs})
 - Peso específico promedio (predim): 2000 kg/m³ (γ_m)
 - Angulo de fricción interna: 32°
 - Coeficiente de fricción interna: $\tan(32^\circ) = 0.62$ (f)
 - Capacidad portante: 6.22 kg/cm² (σ)
 - Altura de la pantalla del muro: 5.00m (h_p)
2. Dimensionamiento de la pantalla
 - T1=50cm (supuesto)
 - T2=200cm (supuesto)
3. Dimensionamiento de la zapata
 - $H_z = t_2 + 5\text{cm}$
 - $H_z = 205\text{cm}$ (supuesto), usar $H_z = 1.50\text{ m}$
 - $H_t = h_p + h_z = 6.50\text{m}$

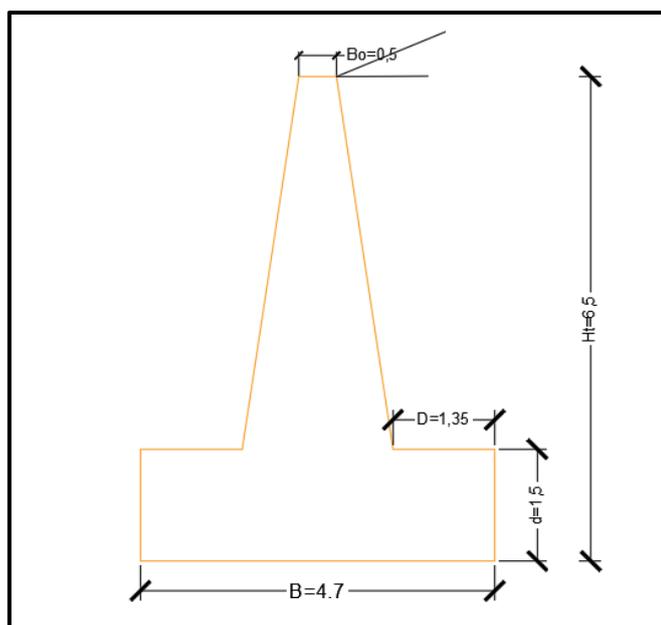


Figura 28: Muro de contención en gravedad.

Fuente: Elaboración propia.

Predimensionamiento del muro

Por estabilidad al deslizamiento

Usaremos las ecuaciones de Rankine y Coulomb

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

Donde $K_a=0.347$

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

Donde $K_a=0.347$

$\gamma=2.15 \text{ ton/m}^3$

$H=6.50\text{m}$

Entonces $P_a=15,777.65 \text{ kg/m}$

$$F.S. = \frac{\sum F_{RESISTENTES}}{\sum F_{ACTUANTES}}$$

Donde $\Sigma F_{resistentes} = B_1 \cdot H_r$

$\Sigma F_{actuentes} = P_a = 15,777.465 \text{ kg/m}$

Donde $H_r = f \cdot \gamma_m \cdot B_1 \cdot H = 8,123.30$

Tomando como mínimo el factor al deslizamiento $FSD=1.5$ y despejamos las ecuaciones

Se determina $B_1=2.91$ por lo que se tomara al redondeo 3.00m

Por estabilidad al volteo

Cálculo de los momentos

$$F.S. = \frac{\sum M_{ESTABILIZADORES}}{\sum M_{DEESTABILIZADORES}}$$

Σ Momentos actuantes=(Ka*Ys*H³) /6=34,184.91 kg-m

Σ Momentos resistentes=Pm*(B2+B1/2) =37,874.27 kg-m

Tomando como mínimo el factor de deslizamiento al volteo FSV=2.0

Despejando se calcula B2=0.35m tomamos B2=2.00m

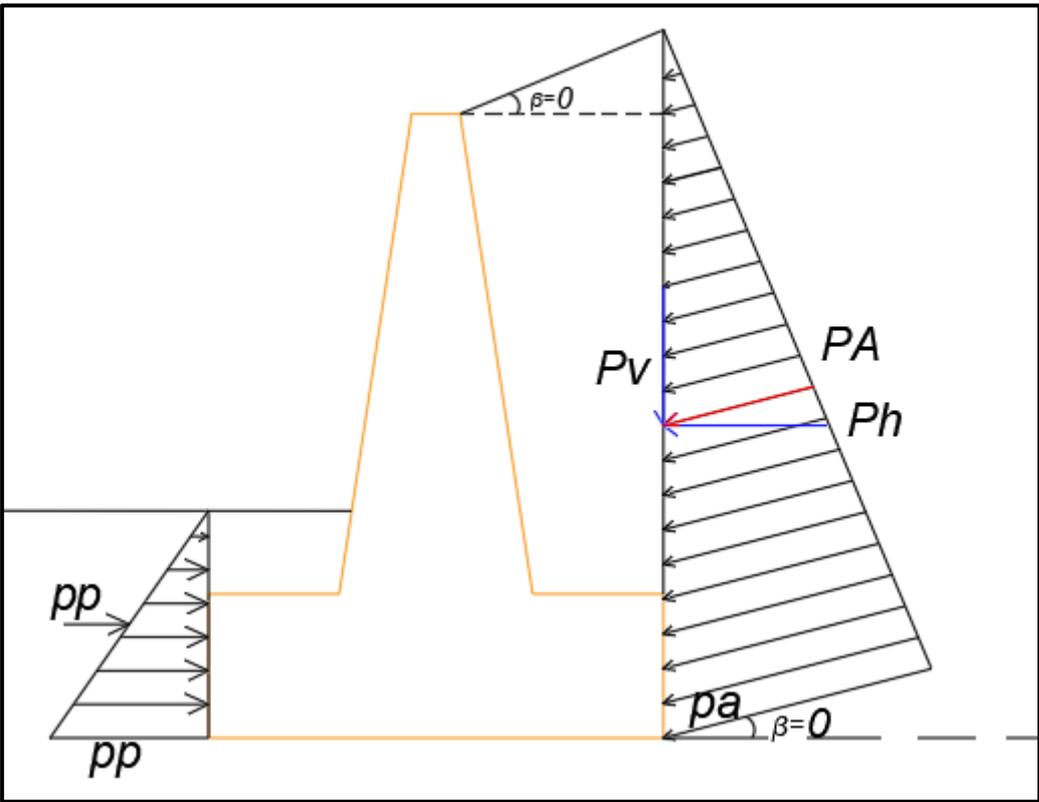


Figura 29: Fuerzas actuantes en muro de contención en gravedad

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones del muro

Tabla 3: Dimensiones del muro en gravedad

ho	(S/C) /Ym	0.00m
hp	Altura de pantalla	5.00m
Ht	Altura total	6.50m
B	Base de zapata	4.7m
Bo	Espesor de pantalla en cima	0.50m
B1	Espesor de pantalla en base	2.00m
D	Volado delantero	1.35m
D	Volado posterior	1.35m
Hz	Altura de zapata	1.50m

Verificación de Estabilidad

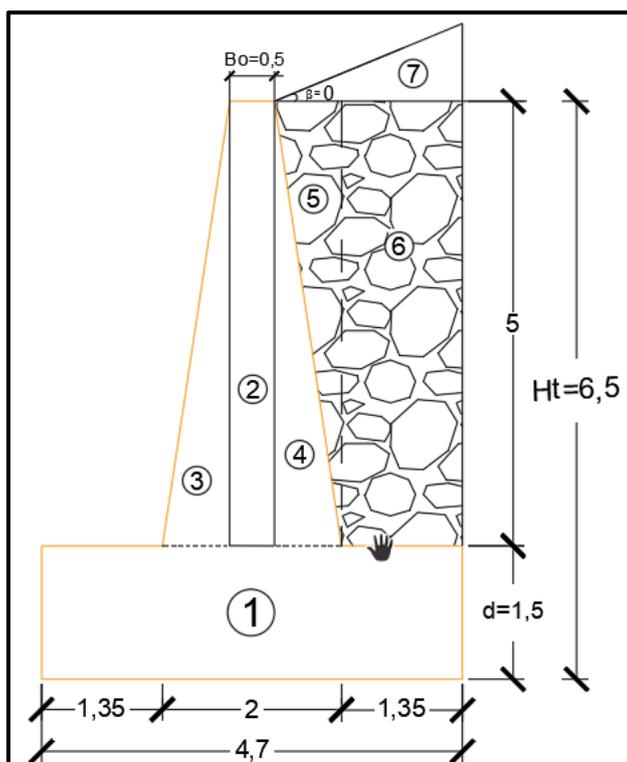


Figura 30: Muro de contención en gravedad dimensionados

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4: *Fueras actuantes y momentos en muro en gravedad*

Item	Elemento	F (ton)	B (m)	M (ton-m)
1	Zapata	16.92	2.35	39.76
2	Muro espesor constante	6.00	2.35	14.10
3	Muro espesor variable frontal	4.50	1.85	8.33
4	Muro espesor variable posterior	4.50	2.85	12.83
5	Masa de suelo 1	14.51	4.03	58.41
6	Masa de suelo 2	4.03	3.10	12.50
		50.46		145.92

Fuente: Elaboración propia

$$\Sigma Mr = 145.92 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma Ma = 34.18 \text{ ton-m}$$

$$\text{FSV} = 4.27 > 2.0 \text{ (conforme)}$$

$$\Sigma Fr = 31.53 \text{ ton}$$

$$\Sigma Fa = 15.78 \text{ ton}$$

$$\text{FSD} = 2.00 > 1.50 \text{ (conforme)}$$

Presiones del terreno

Cálculo de la posición de la Normal

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

Donde:

$$MR = \Sigma Mr = 145.92 \text{ ton-m}$$

$$MV = \Sigma Ma = 34.18 \text{ ton-m}$$

$$N = \Sigma F = 50.46 \text{ ton}$$

Por lo tanto, $x = 2.21 \text{ m}$

Cálculo de la excentricidad

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

Donde $e=0.14\text{m}$

Por lo que verifica que $e < B/6$, Luego de verificarse que se encuentre en el centro medio la fuerza Normal, calcularemos los esfuerzos máximos y mínimos para verificar la capacidad portante del terreno con la siguiente expresión:

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$
$$\sigma_{Min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$$\sigma_{max}=12.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min}= 8.88 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de los empujes sísmicos mediante el método de Mononobe-Okabe

Datos:

$\Phi=32^\circ$ ángulo de fricción interna del suelo

$\delta= 0^\circ$ ángulo sobre la horizontal de la resultante del empuje

$\alpha= 0^\circ$ ángulo sobre la horizontal del talud del material

$\omega=5.71^\circ$ ángulo con la vertical de la cara del muro en contacto con el terreno

$a_g=0.45g$ aceleración en base del muro

$F_a= 1.00$ factor de amplificación

$\gamma_s=1750 \text{ kg/m}^3$ peso unitario del suelo

$H=5.65\text{m}$ altura total del muro

Parámetros de M-O

$$K_h = 2/3ag = 0.3$$

$$K_v = 4/9ag = 0.2$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v}$$

Donde $\psi = 20.56^\circ$

Empuje en condición estática

Para los respectivos cálculos usaremos las ecuaciones de Coulomb

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

De donde se obtiene $K_a = 0.347$

Cálculo del empuje activo P_a

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

Donde $P_a = 15.78 \text{ ton}$

Empuje en condición pseudoestática

Para los respectivos cálculos usaremos las ecuaciones de Mononobe-Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \omega \cos(\delta + \omega + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \omega + \psi) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Donde $K_{ae} = 0.660$

$$E_{AE} = 0.5\gamma H^2(1 - k_v)K_{AE}$$

Y Eae=23.98 ton

Verificación de estabilidad

Incremento en condición sísmica

$\Delta Eae = Eae - Pa = 8.20$ ton

$$h = \frac{(Ea \cdot \frac{H}{3} + \Delta Eae \cdot 0.6 \cdot H)}{Eae}$$

efectuando $h = 2.76$ m

cálculo del momento sísmico (Me)

$Mea = Eae \cdot h \cdot \cos(\delta)$

$Mea = 66.18$ ton-m

$$FSV = \frac{Mr}{Mea} = \frac{145.92}{66.18} = 2.21 > 1.25 \text{ cumple}$$

$$FSD = \frac{Hr}{Ha} = \frac{31.53}{23.98} = 1.31 > 1.25 \text{ cumple}$$

Presiones en el terreno

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

$Mr = 145.92$ ton-m

$MV = Mea = 66.18$ ton-m

$N = \Sigma F = 50.46$ ton

Por lo tanto, $x = 1.58$ m y $e = 0.77$ m

Donde se comprueba que $e < B/6$

Por lo tanto, se calcula los esfuerzos máximos y mínimos

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$\sigma_{max}=21.29 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_{min}= 0.19 \text{ ton/m}^2$

MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO

1. DATOS:

- Peso específico del suelo: 2150 kg/m³ (Ys)
- Peso específico del concreto: 2400 kg/m³ (Yca)
- Peso específico promedio (predim): 2000 kg/m³ (Ym)
- Angulo de fricción: 32°
- Coeficiente de fricción: 0.62
- Capacidad portante: 6.22 kg/cm²
- S/C horizontal: 0 kg/cm²

2. DIMENSIONAMIENTO DE LA PANTALLA

- Ancho de la corona: 0.30 m (asumido) (t1)
- Cálculo del momento
- $M_u=1.7 \cdot M_a=(1.7 \cdot K_a \cdot Y_s \cdot H_p^3)/6$

Siendo los valores de $H_p=5.00$, $K_a=0.307$

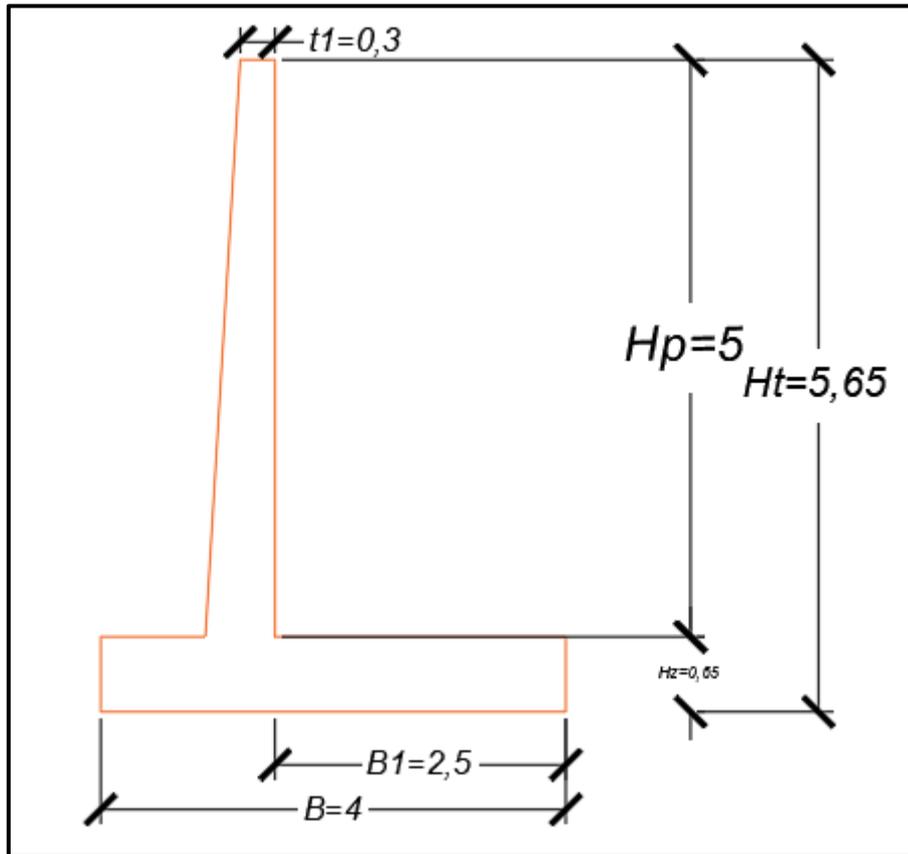


Figura 31: Muro de contención en voladizo.

Fuente: Elaboración propia.

Donde $M_u = 23,396.46 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$M_u' = \phi * b * d^2 * f_c' * w * (1 - 0.59 * w)$$

Donde

- $\phi = 0.90$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $p = 0.0028$
- $w = p * (f_y / f_c') = 0.04$

Donde $M_u' = 1,028.17$

Donde el peralte de la zapata

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{Mu'}} = 47.70 \text{ cm}$$

por lo tanto, $t_2 = d + r + \emptyset/2$

$t_2 = 56 \text{ cm}$ por lo que se tomara un valor de $t_2 = 60 \text{ cm}$

Verificación por corte

$$Vud = 1.7 * Vd$$

$$\text{Donde } Vud = 1.7 * 0.5 * Ka * Ys * (Hp - (t_2 - 0.1))^2$$

De donde se obtiene que $Vud = 11,370.68 \text{ kg}$

$$Vud / \emptyset = 13,377.27 \text{ kg}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c * b * d} = 44,342.98 \text{ kg}$$

$$\frac{2}{3} * Vc > \frac{Vud}{\emptyset} = 29,561.99 > 13,377.27 \text{ ok}$$

Dimensionamiento de la zapata

$$Hz = t_2 + 5 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

$$H = Hp + Hz = 5.65 \text{ m}$$

Predimensionamiento del muro

Por estabilidad al deslizamiento

$$Ka = \text{tg}(45 - 32/2)^2 = 0.307$$

$$Ha = Ka * Ys * (H + ho)^2 / 2 = 10,544.09 \text{ kg}$$

$$Hr = f * Pm = f * (Ym * B1 * H) = 7,061.02 \text{ kg}$$

$$FSD = 1.50 \text{ (Valor mínimo asumido)}$$

Despejando ecuaciones se calcula $B1 = 2.24 \text{ m}$

Se tomará el valor de $B1 = 2.50 \text{ m}$

Por estabilidad al volteo

$$Ma = Ha * Bv = Ka * Ys * H^3 / 6 = 19,858.05 \text{ ton-m}$$

$$Mr = Pm * (B2 + B1/2) = 25,311.12 \text{ ton-m}$$

FSV=2.00 (Valor mínimo asumido)

Despejando ecuaciones se calcula $B_2=0.45$ m

Se tomará $B_2=1.50$ m ya que $B_2 > H_z$

Por lo tanto, $B=B_1+B_2=4.00$ m

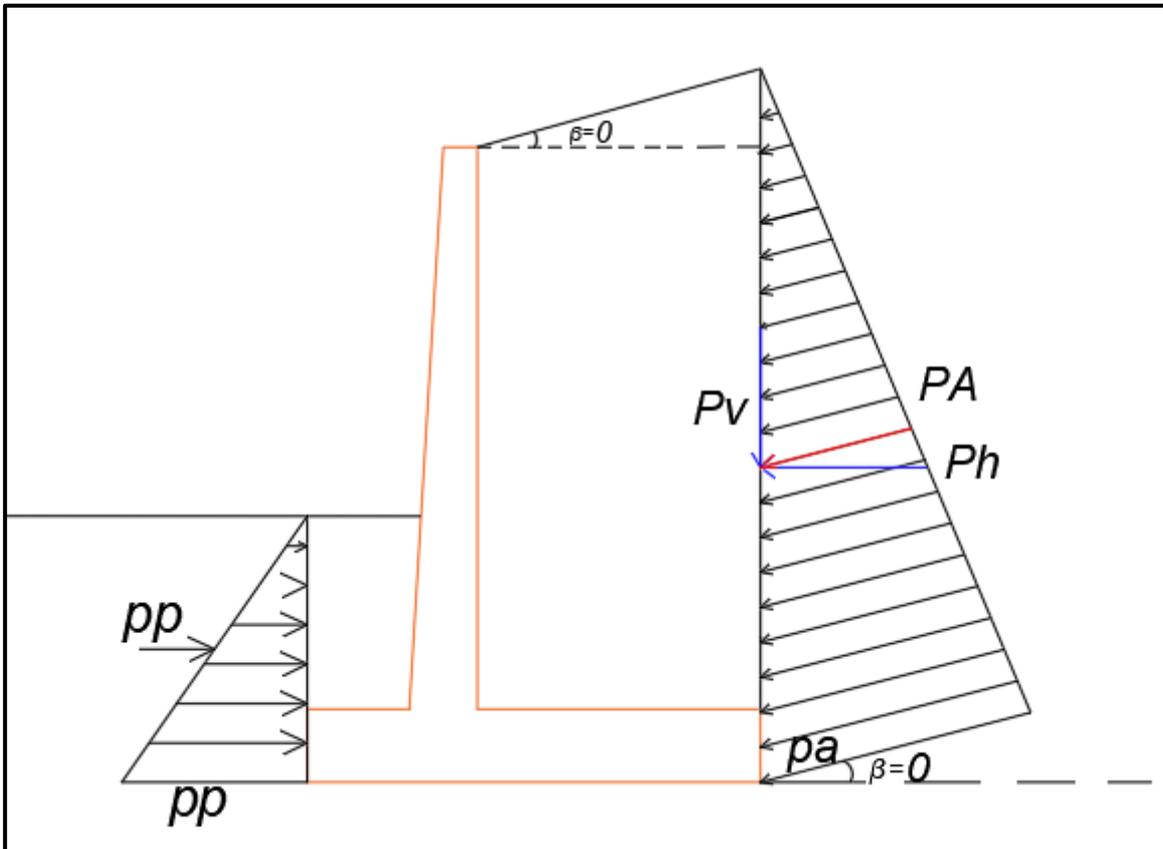


Figura 32: Fuerzas actuantes en Muro de contención en voladizo.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5: Dimensiones de muro de contención en voladizo

ho	(S/C) /Ym	0.00m
Hp	Altura de pantalla	5.00m
Ht	Altura total	5.65m
B	Base de zapata	4.00m
t1	Espesor de pantalla en cima	0.30m
t2	Espesor de pantalla en base	0.60m
B2	Volado delantero	1.50m
B1	Volado posterior	2.50m
Hz	Peralte de zapata	0.65m

Fuente Elaboración propia

Verificación de estabilidad

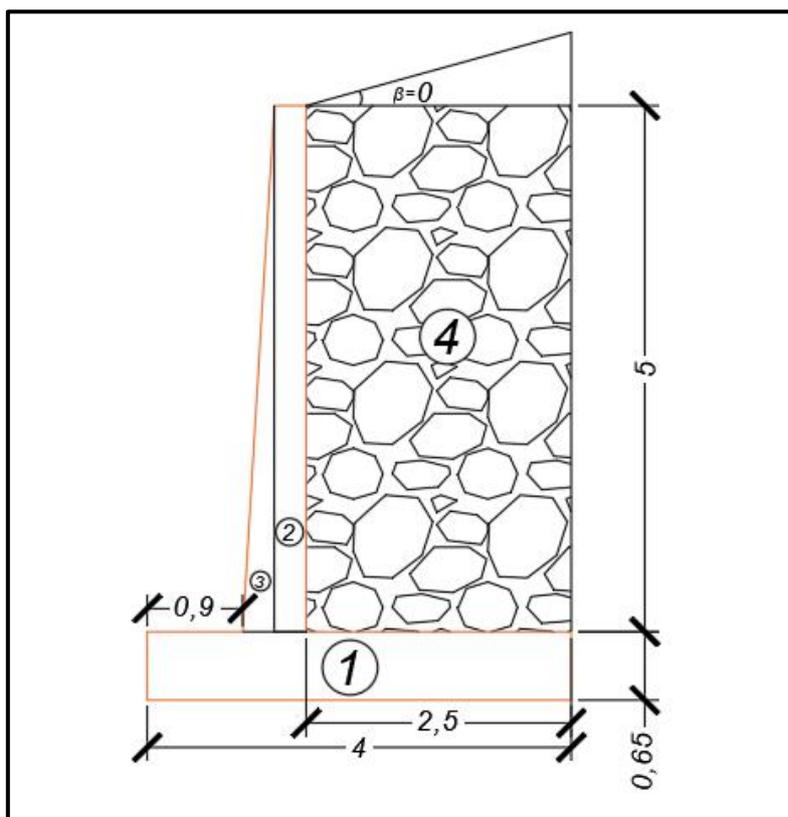


Figura 33: Muro de contención en voladizo dimensionado.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6: Fuerzas y momentos en el muro en voladizo

Item	Elemento	F (ton)	B (m)	M (ton-m)
1	Zapata	6.24	2.00	12.48
2	Muro espesor constante	3.60	1.65	5.94
3	Muro espesor variable	1.80	1.40	2.52
4	Masa de suelo	23.65	2.90	68.59
		35.29		89.53

Fuente: Elaboración propia

$$\Sigma Mr = 89.53 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma Ma = 19.86 \text{ ton-m}$$

$$\text{FSV} = 4.51 > 2.0 \text{ (conforme)}$$

$$\Sigma Fr = 22.05 \text{ ton}$$

$$\Sigma Fa = 10.54 \text{ ton}$$

$$\text{FSD} = 2.09 > 1.50 \text{ (conforme)}$$

Presiones del terreno

Cálculo de la posición de la Normal

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

Donde:

$$MR = \Sigma Mr = 89.53 \text{ ton-m}$$

$$MV = \Sigma Ma = 19.86 \text{ ton-m}$$

$$N = \Sigma F = 35.29 \text{ ton}$$

Por lo tanto, $x = 1.97 \text{ m}$

Cálculo de la excentricidad

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

Donde $e = 0.03 \text{ m}$

Por lo que verifica que $e < B/6$, Luego de verificarse que se encuentre en el centro medio la fuerza Normal, calcularemos los esfuerzos máximos y mínimos para verificar la capacidad portante del terreno con la siguiente expresión:

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$
$$\sigma_{Min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$$\sigma_{max} = 9.16 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

$$\sigma_{min} = 8.48 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

Cálculo de los empujes sísmicos mediante el método de Mononobe-Okabe

Datos:

$\Phi = 32^\circ$ ángulo de fricción interna del suelo

$\delta = 0^\circ$ ángulo sobre la horizontal de la resultante del empuje

$\alpha = 0^\circ$ ángulo sobre la horizontal del talud del material

$\omega = 0^\circ$ ángulo con la vertical de la cara del muro en contacto con el terreno

$a_g = 0.45g$ aceleración en base del muro

$F_a = 1.00$ factor de amplificación

$\gamma_s = 2150 \text{ kg/m}^3$ peso unitario del suelo

$H = 5.65\text{m}$ altura total del muro

Parámetros de M-O

$$K_h = 2/3 a_g = 0.3$$

$$K_v = 4/9 a_g = 0.2$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{Kh}{1 - K_v}$$

Donde $\psi=20.56^\circ$

Empuje en condición estática

Para los respectivos cálculos usaremos las ecuaciones de Coulomb

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

De donde se obtiene $K_a=0.307$

Cálculo del empuje activo P_a

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

Donde $P_a=10.54$ ton

Empuje en condición pseudoestática

Para los respectivos cálculos usaremos las ecuaciones de Mononobe-Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \omega \cos(\delta + \omega + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \omega + \psi) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Donde $K_{ae}=0.615$

$$E_{AE} = 0.5 \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE}$$

Y $E_{ae}=16.88$ ton

Verificación de estabilidad

Incremento en condición sísmica

$$\Delta Eae = Eae - Pa = 6.33 \text{ ton}$$

$$h = \frac{(Ea \cdot \frac{H}{3} + \Delta Eae \cdot 0.6 \cdot H)}{Eae}$$

efectuando $h = 2.45 \text{ m}$

cálculo del momento sísmico (M_e)

$$M_e = Eae \cdot h \cdot \cos(\delta)$$

$$M_e = 41.32 \text{ ton-m}$$

$$FSV = \frac{Mr}{M_e} = \frac{89.53}{41.32} = 2.17 > 1.25 \text{ cumple}$$

$$FSD = \frac{Hr}{Ha} = \frac{22.05}{16.88} = 1.31 > 1.25 \text{ cumple}$$

Presiones en el terreno

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

$$Mr = 89.53$$

$$MV = M_e = 41.32$$

$$N = \Sigma F = 35.29 \text{ ton}$$

Por lo tanto, $x = 1.37 \text{ m}$ y $e = 0.63 \text{ m}$

Donde se comprueba que $e < B/6$

Por lo tanto, se calcula los esfuerzos máximos y mínimos

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$\sigma_{max}=17.21 \text{ ton/m}^2$ **ok**

$\sigma_{min}= 0.43 \text{ ton/m}^2$ **ok**

MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

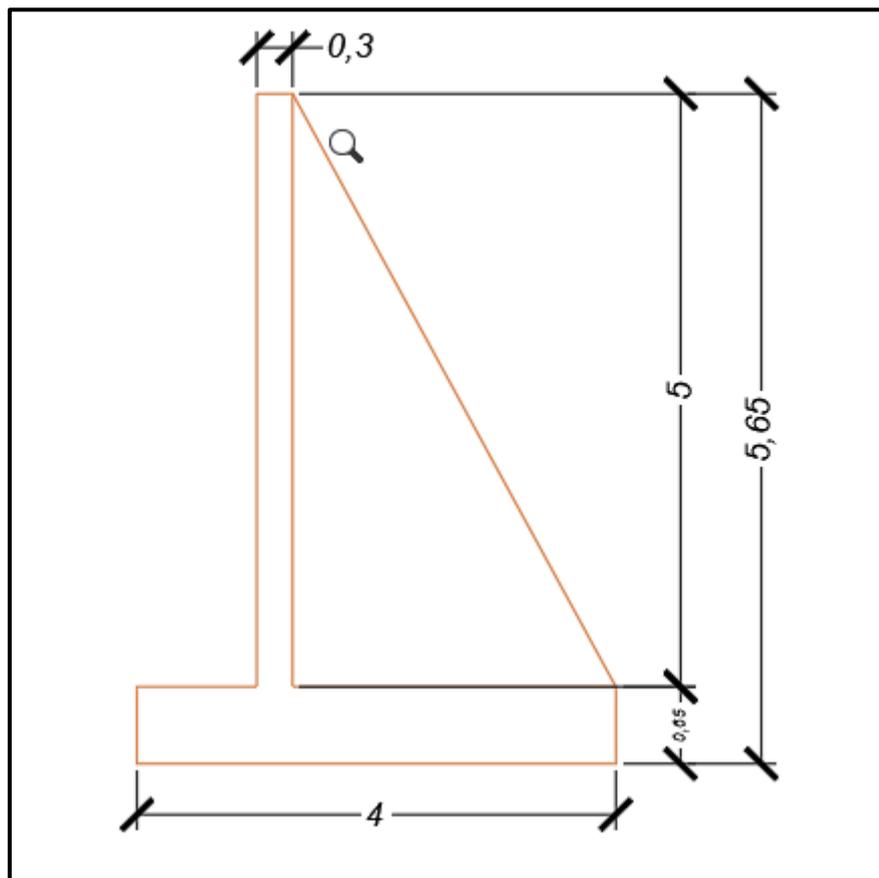


Figura 34: Muro de contención con contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

3. DATOS:

- Peso específico del suelo: 2150 kg/m³ (Ys)
- Peso específico del concreto: 2400 kg/m³ (Yca)
- Peso específico promedio (predim): 2000 kg/m³ (Ym)
- Angulo de fricción: 32°
- Coeficiente de fricción: 0.62
- Capacidad portante: 6.22 kg/cm²
- S/C horizontal: 0 kg/m²

4. DIMENSIONAMIENTO DE LA PANTALLA

- Ancho de la corona: 0.30 m (asumido) (t1)
- Separación entre contrafuertes
 $S=0.3-0.6(Hp+Hz) =2.48m$ por lo que se recomienda $d=2.50m$
- $Pa=Ka*Y*Hp=3.30$ ton/m²
- Cálculo del momento
- $Mu=1.7*Ma=2,376.20$ kg-m

$$Mu'=\emptyset*b*d^2*f'c*w*(1-0.59*w)$$

Donde

- $\emptyset=0.90$
- $b=100cm$
- $f'c=280$ kg/cm²
- $fy=4200$ kg/cm²
- $p=0.0028$
- $w=p*(fy/f'c) =0.04$

Donde $Mu'=1,028.17$

Donde el peralte de la zapata

$$d=\sqrt{\frac{Mu}{Mu'}}=15.20cm$$

por lo tanto, $t2=d+r+ \emptyset/2$

$t2=23.50$ cm por lo que se tomara un valor de $t2=30$ cm

Dimensionamiento de la zapata

$$H_z = t_2 + 5\text{cm} = 35\text{cm}$$

Usaremos $H_z = 50\text{ cm}$

$$H = H_p + H_z = 5.50\text{m}$$

Predimensionamiento del muro

Por estabilidad al deslizamiento

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307$$

$$H_a = K_a \cdot \gamma_s \cdot \frac{(H + h_o)^2}{2} = 9,991.66\text{ kg}$$

$$H_r = f \cdot P_m = f \cdot (\gamma_m \cdot B_1 \cdot H) = 6,873.56\text{ kg}$$

FSD = 1.50 (Valor mínimo asumido)

Despejando ecuaciones se calcula $B_1 = 2.18\text{ m}$

Se tomará el valor de $B_1 = 3.00\text{m}$

Por estabilidad al volteo

$$M_a = H_a \cdot B_v = K_a \cdot \gamma_s \cdot \frac{H^3}{6} = 18,318.05\text{ ton-m}$$

$$M_r = P_m \cdot \left(B_2 + \frac{B_1}{2} \right) = 23,985.01\text{ ton-m}$$

FSV = 2.00 (Valor mínimo asumido)

Despejando ecuaciones se calcula $B_2 = 0.44\text{ m}$

Se tomará $B_2 = 1.00\text{ m}$ ya que $B_2 > H_z$

Por lo tanto, $B = B_1 + B_2 = 4.00\text{m}$

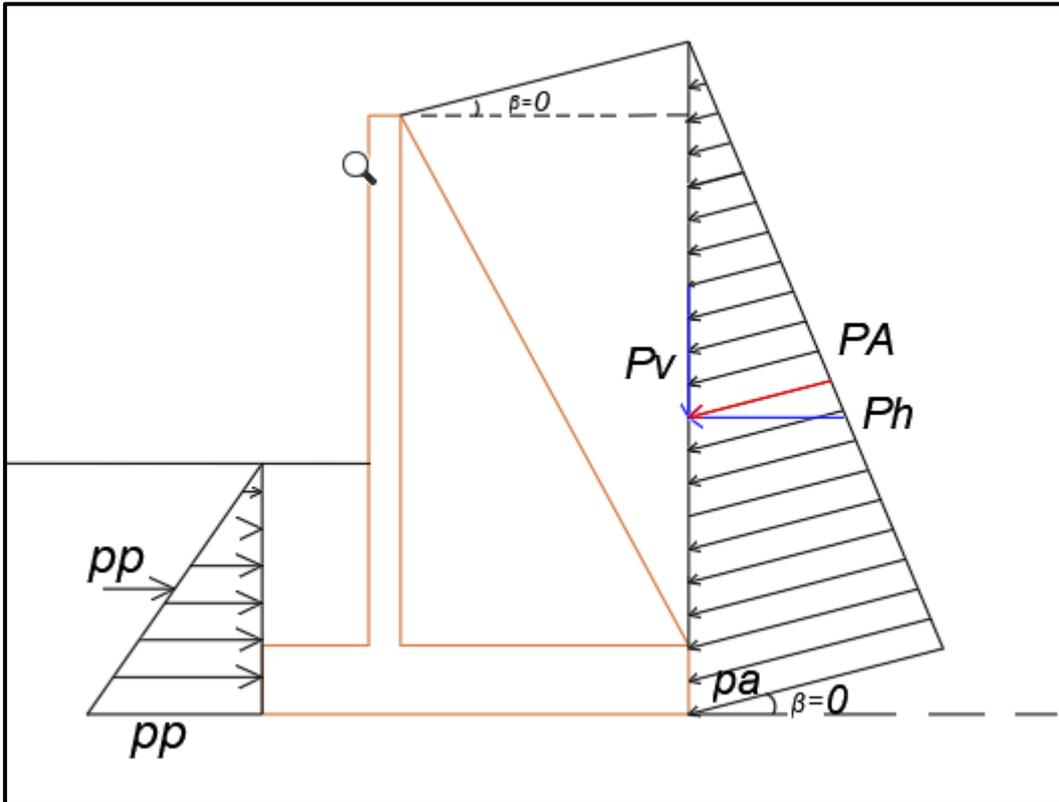


Figura 35: Fuerzas actuantes en muro de contención con contrafuerte

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7: Dimensiones del muro con contrafuerte

h_o	(S/C) /Ym	0.00m
b	Espesor de contrafuerte	0.20m
s	Separación de contrafuertes	2.50m
H_p	Altura de pantalla	5.00m
H_t	Altura total	5.50m
B	Base de zapata	4.00m
B_o	Espesor de pantalla en cima	0.30m
Zap. Post.	Zapata posterior	1.00m
Zap. Ant.	Zapata anterior	3.00m
d	Peralte de zapata	0.65m

Fuente: Elaboración propia

Verificación de estabilidad

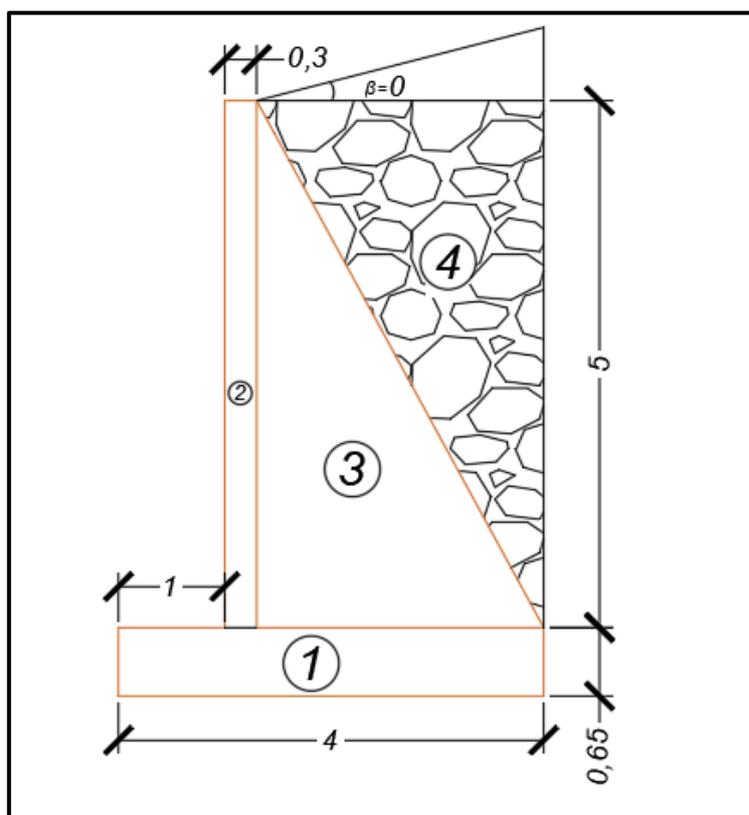


Figura 36: Muro de contención con contrafuerte dimensionado

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8: Fuerzas y momentos en muro de contención con contrafuerte

Item	Elemento	F (ton)	B (m)	M (ton-m)
1	Zapata	4.80	2.00	9.60
2	Pantalla	3.60	1.15	4.14
3	Contrafuerte S	1.30	2.20	2.85
4	Masa de suelo	29.03	2.65	76.92
		38.72		93.51

Fuente: Elaboración propia

$\Sigma Mr = 93.51$ ton-m

$\Sigma Ma = 18.32$ ton-m

FSV = 5.10 > 2.0 (conforme)

$\Sigma Fr = 24.20$ ton

$\Sigma Fa = 9.99$ ton

FSD = 2.42 > 1.50 (conforme)

Presiones del terreno

Cálculo de la posición de la Normal

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

Donde:

$$MR = \sum Mr = 93.51 \text{ ton-m}$$

$$MV = \sum Ma = 18.32 \text{ ton-m}$$

$$N = \sum F = 38.72 \text{ ton}$$

Por lo tanto, **x=1.94m**

Cálculo de la excentricidad

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

Donde e=0.06m

Por lo que verifica que $e < B/6 = 0.67$, Luego de verificarse que se encuentre en el centro medio la fuerza Normal, calcularemos los esfuerzos máximos y mínimos para verificar la capacidad portante del terreno con la siguiente expresión:

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$
$$\sigma_{Min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$$\sigma_{max} = 10.52 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

$$\sigma_{min} = 8.84 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

Cálculo de los empujes sísmicos mediante el método de Mononobe-Okabe

Datos:

$\Phi=32^\circ$ ángulo de fricción interna del suelo

$\delta= 0^\circ$ ángulo sobre la horizontal de la resultante del empuje

$\alpha= 0^\circ$ ángulo sobre la horizontal del talud del material

$\omega=0^\circ$ ángulo con la vertical de la cara del muro en contacto con el terreno

$a_g=0.45g$ aceleración en base del muro

$F_a= 1.00$ factor de amplificación

$\gamma_s=2150 \text{ kg/m}^3$ peso unitario del suelo

$H=5.50\text{m}$ altura total del muro

Parámetros de M-O

$K_h=2/3a_g=0.3$

$K_v=4/9a_g=0.2$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v}$$

Donde $\psi=20.56^\circ$

Empuje en condición estática

Para los respectivos cálculos usaremos las ecuaciones de Coulomb

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

De donde se obtiene $K_a=0.307$

Cálculo del empuje activo P_a

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

Donde Pa=9.99 ton

Empuje en condición pseudoestática

Para los respectivos cálculos usaremos las ecuaciones de Mononobe-Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \psi)}{\cos\psi \cos^2\omega \cos(\delta + \omega + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \omega + \psi) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Donde Kae=0.615

$$E_{AE} = 0.5\gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE}$$

Y Eae=15.99 ton

Verificación de estabilidad

Incremento en condición sísmica

$\Delta Eae = Eae - Pa = 6.00$ ton

$$h = \frac{(Ea \cdot \frac{H}{3} + \Delta Eae \cdot 0.6 \cdot H)}{Eae}$$

efectuando h=2.38m

cálculo del momento sísmico (Me)

$Mea = Eae \cdot h \cdot \cos(\delta)$

Mea=38.12 ton-m

$$FSV = \frac{Mr}{Mea} = \frac{93.51}{38.12} = 2.45 > 1.25 \text{ cumple}$$

$$FSD = \frac{Hr}{Ha} = \frac{24.20}{15.99} = 1.51 > 1.25 \text{ cumple}$$

Presiones en el terreno

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

$$Mr=93.51$$

$$MV=Mea=38.12$$

$$N=\Sigma F=38.72 \text{ ton}$$

Por lo tanto, $x=1.43\text{m}$ y $e=0.57\text{m}$

Donde se comprueba que $e < B/6=0.67$

Por lo tanto, se calcula los esfuerzos máximos y mínimos

$$\sigma_{Max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$
$$\sigma_{Min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$$\sigma_{max}=17.95 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

$$\sigma_{min}= 4.41 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

El pre-dimensionamiento estaría cumpliendo con los requerimientos de seguridad contra el deslizamiento, contra el volteo y con las presiones del terreno, así quedo comprobado teóricamente que la base de los muros está expuestos a esfuerzos a compresión, de esta forma la distribución de presiones es regular disminuyendo los asentamientos diferenciales en el talón del muro y la punta.

Modelamiento computacional de Muros de Contención

Para los modelamientos de las estructuras de sostenimiento se usaron las dimensiones finales y las características generales de los muros de contención que se detallaron en los pre-dimensionamientos.

Combinación de cargas

Los muros de contención y sus elementos estructurales tienen que ser diseñados para obtener la resistencia de diseño en todas sus secciones por lo menos igual a la resistencia requerida, dicha resistencia última se debe de calcular para las fuerzas amplificadas y para las cargas en las combinaciones que se mencionan en la norma E.060 del 2009, y también tiene que garantizar un comportamiento adecuado bajo unas cargas de servicio (Norma técnica E.060, 2009). En esta investigación se usó la NT E.060 y las combinaciones bajo cargas de servicio y bajo cargas sísmicas.

$$U = CM + CE$$

$$U = 1.4CM + 1.7CE$$

Dónde:

CM: Carga muerta, incluye peso propio y cargas inmóviles.

CE: Carga empuje lateral.

Comparación del comportamiento estructural de los muros de contención (En gravedad, en voladizo y con contrafuerte)

En el siguiente acápite se realizarán las comparaciones de los resultados que se han obtenido en los análisis estructurales de los muros en gravedad, en voladizo y con contrafuertes, donde se va a comparar los desplazamientos, los asentamientos de los muros y el control de presiones de los muros.

Desplazamientos

Tabla 9: Desplazamientos de los muros

Altura Muro (m)	Desplazamiento Lateral (cm)					
	Combinación por servicio U1=CM+CS			Combinación por Carga Ultima U2=1.4*CM+1.7*CS		
	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes
5.00	-0.0882	-0.3558	-0.2880	-0.2012	-0.6767	-0.5372
4.50	-0.0793	-0.3175	-0.2617	-0.1809	-0.6045	-0.4878
4.00	-0.0703	-0.2792	-0.2357	-0.1606	-0.5322	-0.4388
3.50	-0.0614	-0.2409	-0.2105	-0.1402	-0.4599	-0.3912
3.00	-0.0525	-0.2026	-0.1866	-0.1199	-0.3876	-0.3459
2.50	-0.0435	-0.1644	-0.1636	-0.0996	-0.3155	-0.3020
2.00	-0.0346	-0.1264	-0.1372	-0.0793	-0.2436	-0.2524
1.50	-0.0257	-0.0885	-0.1012	-0.0590	-0.1720	-0.1865
1.00	-0.0168	-0.0519	-0.0625	-0.0388	-0.1025	-0.1162
0.50	-0.0082	-0.0211	-0.0273	-0.0191	-0.0431	-0.0516
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: SAP 2000- Hoja de calculo

De los datos de la tabla 9, se obtiene el siguiente grafico para una mayor visualización de los desplazamientos.

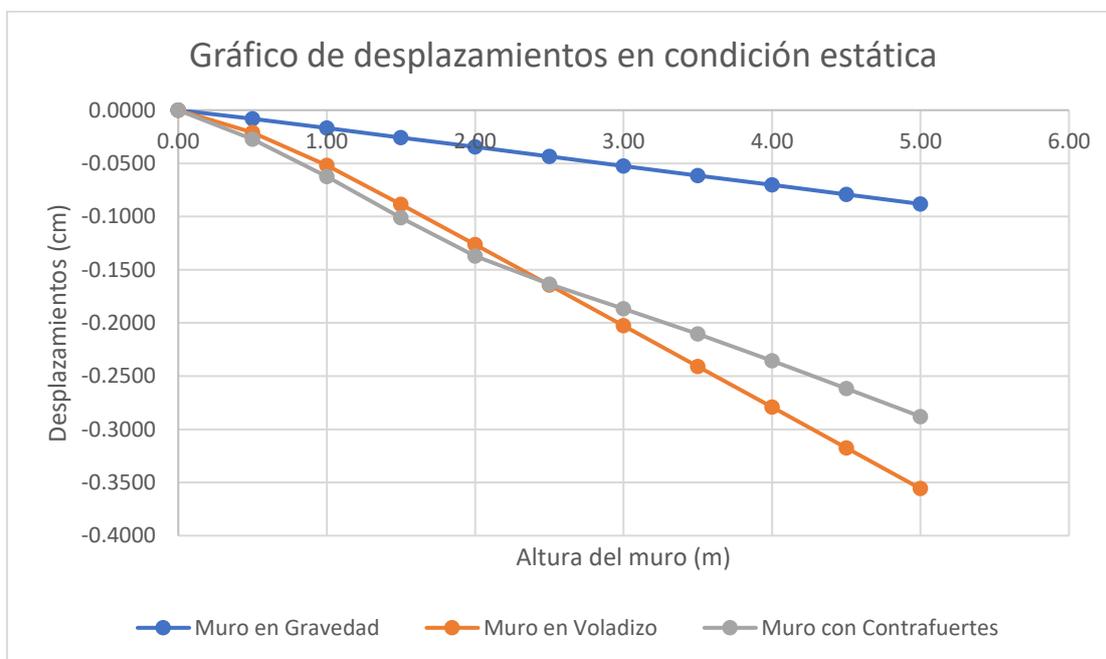


Figura 37: Grafico de desplazamientos en condición estática

Fuente: elaboración propia-hoja de calculo

De los resultados obtenidos en la tabla 9 y en la gráfica anterior, se muestran los desplazamientos máximos de 0.088 cm, 0.288cm y 0.356cm para los muros en gravedad, con contrafuerte y en voladizo respectivamente, sometidos a la carga de servicio.

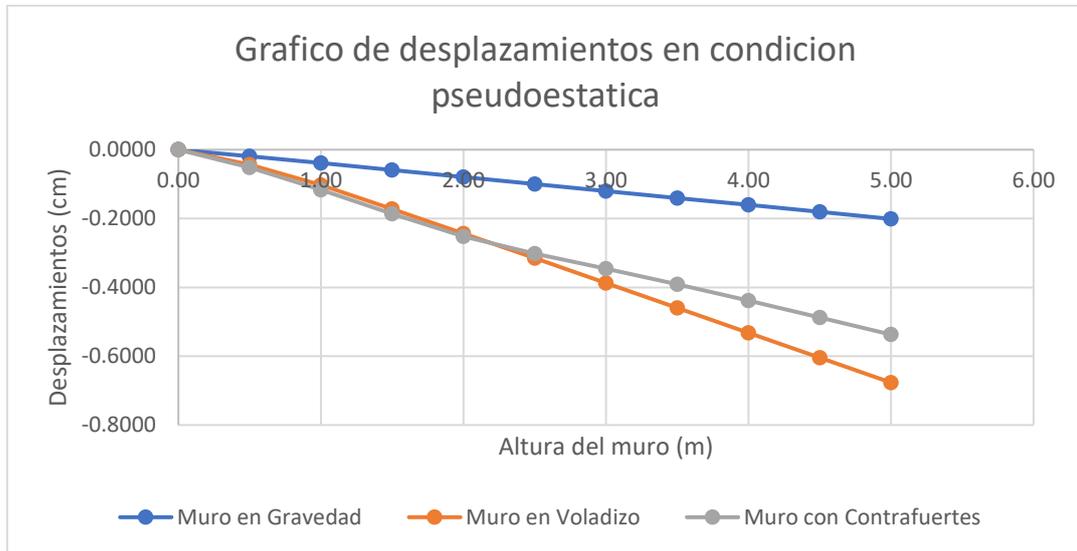


Figura 38: Gráfico de desplazamientos en condición pseudoestática

Fuente: elaboración propia-hoja de calculo

De los resultados obtenidos en la tabla y en la gráfica anterior, se muestran los desplazamientos máximos de 0.201 cm, 0.537cm y 0.677cm para los muros en gravedad, con contrafuerte y en voladizo respectivamente, sometidos a la carga última.

Control de Presiones

Tabla 10: *Máximos y mínimas presiones al terreno*

Compresión (kg/cm ²)	Máximas y Mínimas compresiones al terreno					
	Combinación por servicio U1=CM+CS			Combinación por Carga Ultima U2=1.4*CM+1.7*CS		
	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes
Mínimo (kg/cm ²)	1.26	0.90	0.92	1.21	0.89	0.41
Máximo (kg/cm ²)	1.33	1.05	1.12	1.38	1.08	1.49

Fuente: SAP 2000- Hoja de calculo

De los datos de la tabla 10 los valores de las presiones máximas sobre el terreno por cargas de servicio son 1.33 kg/cm², 1.05 kg/cm² y 1.12 kg/cm² para los muros en gravedad, en voladizo y con contrafuertes respectivamente y las máximas presiones sobre el terreno sometidas por carga ultima son 1.38 kg/cm², 1.08 kg/cm² y 1.49 kg/cm² para los muros en gravedad, en voladizo y con contrafuertes.

Control de Asentamientos

Tabla 11: *Máximos asentamientos de los muros*

Asentamientos (cm)	Máximos asentamientos (cm)					
	Combinación por servicio U1=CM+CS			Combinación por Carga Ultima U2=1.4*CM+1.7*CS		
	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes
Máximo (cm)	0.189	0.149	0.162	0.197	0.155	0.213

Fuente: SAP 2000- Hoja de calculo

De los datos de la tabla 11 los valores de los asentamientos máximos sobre el terreno por cargas de servicio son 0.189 cm, 0.149 cm y 0.162 cm para los muros en gravedad, en voladizo y con contrafuertes respectivamente y los máximos asentamientos sobre el terreno sometidas por carga ultima son 0.197 cm, 0.155 cm y 0.213 cm para los muros en gravedad, en voladizo y con contrafuertes.

V. DISCUSIÓN

La presente tesis “Comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros y su desplazamiento- Carabayllo,2021”, tuvo como objetivo principal, evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el desplazamiento en el distrito de Carabayllo, 2021.

Para poder verificar los resultados plasmados de los desplazamientos de los muros de contención, en primera instancia se tuvo que corroborar que se cumpla las condiciones de estabilidad, volteo y presiones del terreno del predimensionamiento de los muros y su geometría, en condición estática y en condición pseudo estática, para nuestro **muro de contención en gravedad** el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) en condición estática es 2.00 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.5 (Braja,2013),en un 33.33%. y el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) en condición pseudoestática es 1.31 manteniéndose dentro del limite de seguridad de 1.25 (Norma CE0.20), en un 4.8%. El factor de seguridad al volteo (FSV) en condición estática es 4.27 manteniéndose dentro del limite de seguridad de 2.0 (Braja, 2013), en un 113.5% y el factor de seguridad al volteo (FSV) en condición pseudoestática es 2.21 manteniéndose dentro del limita de seguridad de 1.25 (Norma CE0.020), en un 76.8%. Con respecto a los resultados de factores a la capacidad portante tenemos como capacidad máxima 1.58kg/cm² y capacidad mínima de 0.59 kg/cm² en condición estática y 2.13kg/cm² y 0.02kg/cm² en condición pseudosestatica siendo menores a nuestra capacidad portante que es 6.22 kg/cm² estos resultados comprueban que el muro esta dentro del limite de seguridad a la capacidad portante. Como comprobación adicional tenemos como resultado del ensayo carga ultima de 18.66 kg/cm² (Crespo,2005), y como carga admisible de 6.22 kg/cm²(Ensayo de laboratorio) lo resulta en su relación de 3 por lo que cumple con el factor de capacidad portante, (AASHTO LRFD,2017).

Para nuestro **muro de contención en voladizo** el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) en condición estática es 2.09 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.5 (Braja,2013), en un 39.33%. y el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) en condición pseudoestática es 1.31 manteniéndose dentro del

límite de seguridad de 1.25 (Norma CE0.20), en un 4.8%. El factor de seguridad al volteo (FSV) en condición estática es 4.51 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 2.0 (Braja, 2013), en un 125.5% y el factor de seguridad al volteo (FSV) en condición pseudoestática es 2.17 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.25 (Norma CE0.020), en un 73.6%. Con respecto a los resultados de factores a la capacidad portante tenemos como capacidad máxima 0.92kg/cm² y capacidad mínima de 0.85 kg/cm² en condiciones estáticas y 1.72 kg/cm² y 0.04 kg/cm² en condiciones pseudoestáticas siendo menores a nuestra capacidad portante que es 6.22 kg/cm² estos resultados comprueban que el muro está dentro del límite de seguridad a la capacidad portante. Como comprobación adicional tenemos como resultado del ensayo carga última de 18.66 kg/cm² (Crespo,2005), y como carga admisible de 6.22 kg/cm²(Ensayo de laboratorio) lo resulta en su relación de 3 por lo que cumple con el factor de capacidad portante, (AASHTO LRFD,2017).

Para nuestro **muro de contención con contrafuerte** el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) en condición estática es 2.42 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.5 (Braja,2013), en un 61.33%. y el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) en condición pseudoestática es 1.51 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.25 (Norma CE0.20), en un 20.8%. El factor de seguridad al volteo (FSV) en condición estática es 5.10 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 2.0 (Braja, 2013), en un 155% y el factor de seguridad al volteo (FSV) en condición pseudoestática es 2.45 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.25 (Norma CE0.020), en un 96%. Con respecto a los resultados de factores a la capacidad portante tenemos como capacidad máxima 1.05kg/cm² y capacidad mínima de 0.88 kg/cm² en condiciones estáticas y 1.80 kg/cm² y 0.14 kg/cm² en condiciones pseudoestáticas siendo menores a nuestra capacidad portante que es 6.22 kg/cm² estos resultados comprueban que el muro está dentro del límite de seguridad a la capacidad portante. Como comprobación adicional tenemos como resultado del ensayo carga última de 18.66 kg/cm² (Crespo,2005), y como carga admisible de 6.22 kg/cm²(Ensayo de laboratorio) lo resulta en su relación de 3 por lo que cumple con el factor de capacidad portante, (AASHTO LRFD,2017).

Como objetivos específicos se tiene evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el asentamiento del muro en el distrito

de Carabayllo, 2021, evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el control de presiones en el terreno en el distrito de Carabayllo, 2021.

Evaluación del comportamiento sísmico del muro para verificación la verificación del asentamiento de la zapata.

Para el muro de contención en gravedad sometido a las cargas de servicio (condición estática) tenemos como resultado un máximo asentamiento de 0.189 cm el cual esta dentro de los limites permitidos menor a 2.5cm (Norma E.050). Para la verificación de los asentamientos sometidos a la carga ultima (condición pseudoestatica) se tiene como resultado un máximo asentamiento de 0.197 cm que se encuentra dentro del limite permitido menor a 2.5cm (Norma E0.50).

Para el muro de contención en voladizo o cantiléver sometido a las cargas de servicio (condición estática) tenemos como resultado un máximo asentamiento de 0.149 cm el cual está dentro de los límites permitidos menor a 2.5cm (Norma E.050). Para la verificación de los asentamientos sometidos a la carga ultima (condición pseudoestatica) se tiene como resultado un máximo asentamiento de 0.155 cm que se encuentra dentro del límite permitido menor a 2.5cm (Norma E0.50).

Para el muro de contención con contrafuertes sometido a las cargas de servicio (condición estática) tenemos como resultado un máximo asentamiento de 0.162 cm el cual está dentro de los límites permitidos menor a 2.5cm (Norma E.050). Para la verificación de los asentamientos sometidos a la carga ultima (condición pseudoestatica) se tiene como resultado un máximo asentamiento de 0.213 cm que se encuentra dentro del límite permitido menor a 2.5cm (Norma E0.50).

Evaluación del comportamiento sísmico del muro para verificación de control de presiones.

Para el muro de contención en gravedad sometido a las cargas de servicio (condición estática) tenemos como resultado una máxima esfuerzo a la compresión de 1.33 kg/cm² el cual se comparara con la capacidad portante del terreno de 6.22 kg/cm² , este esfuerzo representa el 21.38% de nuestra capacidad portante máxima y estaría dentro de los límites permitidos (Norma E0.50) y cuando el muro es

sometido a las cargas ultimas (condiciones pseudoestaticas) el esfuerzo máximo de compresión es de 1.38kg/cm² el cual se encuentra dentro de los límites permitidos de 6.22 kg/cm², este esfuerzo representa el 22.19% de nuestra capacidad portante máxima y estaría dentro de los límites permitidos (Norma E0.50).

Para el muro de contención en voladizo sometido a las cargas de servicio (condición estática) tenemos como resultado una máxima esfuerzo a la compresión de 1.05 kg/cm² el cual se comparara con la capacidad portante del terreno de 6.22 kg/cm² , este esfuerzo representa el 16.88% de nuestra capacidad portante máxima y estaría dentro de los límites permitidos (Norma E0.50) y cuando el muro es sometido a las cargas ultimas (condiciones pseudoestaticas) el esfuerzo máximo de compresión es de 1.08kg/cm² el cual se encuentra dentro de los límites permitidos de 6.22 kg/cm², este esfuerzo representa el 17.36% de nuestra capacidad portante máxima y estaría dentro de los límites permitidos (Norma E0.50).

Para el muro de contención con contrafuertes sometido a las cargas de servicio (condición estática) tenemos como resultado una máxima esfuerzo a la compresión de 1.12 kg/cm² el cual se comparara con la capacidad portante del terreno de 6.22 kg/cm² , este esfuerzo representa el 18.01% de nuestra capacidad portante máxima y estaría dentro de los límites permitidos (Norma E0.50) y cuando el muro es sometido a las cargas ultimas (condiciones pseudoestaticas) el esfuerzo máximo de compresión es de 1.49kg/cm² el cual se encuentra dentro de los límites permitidos de 6.22 kg/cm², este esfuerzo representa el 23.95% de nuestra capacidad portante máxima y estaría dentro de los límites permitidos (Norma E0.50).

VI. CONCLUSIONES

En la presente investigación se logró las siguientes conclusiones:

1. En el muro de contención de gravedad se obtuvo que:
 - El desplazamiento máximo en condición estática es 0.09cm.
 - El desplazamiento máximo en condición pseudoestática es 0.20cm.
 - El asentamiento máximo de la zapata en condición estática es 0.189 cm.
 - El asentamiento máximo de la zapata en condición pseudoestática es 0.197 cm.
 - El esfuerzo de compresión mínimo en zapata en condición estática es 1.26 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión máximo en zapata en condición estática es 1.33 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión mínimo en zapata en condición pseudoestática es 1.21 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión máximo en zapata en condición pseudoestática es 1.38 kg/cm².
2. En el muro de contención en voladizo se obtuvo que:
 - El desplazamiento máximo en condición estática es 0.36cm.
 - El desplazamiento máximo en condición pseudoestática es 0.68cm.
 - El asentamiento máximo de la zapata en condición estática es 0.149 cm.
 - El asentamiento máximo de la zapata en condición pseudoestática es 0.155 cm.
 - El esfuerzo de compresión mínimo en zapata en condición estática es 0.90 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión máximo en zapata en condición pseudoestática es 0.89 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión mínimo en zapata en condición estática es 1.26 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión máximo en zapata en condición pseudoestática es 1.08 kg/cm².
3. En el muro de contención en voladizo se obtuvo que:
 - El desplazamiento máximo en condición estática es 0.20cm.

- El desplazamiento máximo en condición pseudoestática es 0.54cm.
 - El asentamiento máximo de la zapata en condición estática es 0.162 cm.
 - El asentamiento máximo de la zapata en condición pseudoestática es 0.213 cm.
 - El esfuerzo de compresión mínimo en zapata en condición estática es 0.92 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión máximo en zapata en condición pseudoestática es 1.12 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión mínimo en zapata en condición estática es 0.51 kg/cm².
 - El esfuerzo de compresión máximo en zapata en condición pseudoestática es 1.49 kg/cm².
4. Los muros de contención con contrafuerte tienen un mejor comportamiento en el desplazamiento en comparación que los muros de contención en voladizo en condiciones pseudoestáticas.
 5. El muro de gravedad tiene mejor comportamiento en el desplazamiento que los muros en voladizo y contrafuerte ya que presenta un menor desplazamiento lateral máximo en condiciones pseudoestáticas.
 6. El muro de contención en voladizo tiene mejor comportamiento en el asentamiento de la zapata que los muros de contención en gravedad y con contrafuerte en condiciones pseudoestáticas.
 7. El muro de contención con contrafuerte tiene mejor comportamiento en el asentamiento de la zapata que el muro de contención en gravedad en condiciones pseudoestáticas.
 8. El muro de contención en voladizo tiene mejor comportamiento en el control de presiones al terreno que los muros de contención en gravedad y con contrafuerte en condiciones pseudoestáticas.
 9. El muro de contención en gravedad tiene mejor comportamiento en el control de presiones al terreno que el muro de contención con contrafuerte en condiciones pseudoestáticas.

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar en futuras investigaciones otras cargas, como por ejemplo la presencia de agua en el relleno, y también considerar otro tipo de suelo en las cimentaciones y en el relleno como por ejemplo suelo cohesivo.
- Se recomienda considerar cargas vehiculares en los diseños de los muros de contención, para un estudio más completo.
- Se recomienda un mayor análisis estructural con respecto a los esfuerzos internos y a los momentos internos ocasionados por un evento sísmico.
- Se recomienda para alturas mayores a 5 metros usar los muros de contención en voladizo o contrafuertes, ya que económicamente son más factibles.
- Se recomienda el análisis de otros tipos de muro como posible solución a la problemática planteada.
- Se recomienda considerar la sobrecarga y relleno para empujes pasivos.

REFERENCIAS

ARIAS, Fidas. El proyecto de investigación. Introducción a la Metodología. 6.^a ed. Caracas: Editorial Episteme, C.A., 2012. 144 pp.

ISBN: 9800785299

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO) (2017) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8va ed. Washington DC: AASHTO

BALLON, Andrés y ECHENIQUE, José. Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Facultad de Ingeniería, 2017. 96 pp.

BARROS, José. Muros de contención. Barcelona: Editorial CEAC. S.A., 2005. 208 pp. ISBN: 8432912875, 9788432912870

BRAJA, Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 4.^a ed. México: Cengage Learning, 2013. 636 pp. ISBN: 9786075193731

CAHUANA Ayala, J.A. y YANQUI Murillo, C. (2019). Determinación experimental del empuje active contra muros de contención que sufren traslación y rotación respect al tope. *Gaceta Técnica*, Vol 20, Iss 2, Pp 14-32. <https://doaj.org/article/9d048836a9c74f219827021ce7631d79>

CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY (CGS) (2006) Canadian Foundation Engineering Manual. 4th.ed. Toronto: CGS

CANDIA, Gabriel, SANHUEZA, Carola y SITAR, Nicholas. Evaluación del empuje sísmico en muros de contención en base a un perfil de aceleraciones de campo libre. Tesis (Título de ingeniero Civil). Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de ingeniería, 2014. 10pp.

CAO, Wengui, LIU, Tao y XU, Zan. Calculation of passive earth pressure using the simplified principal stress trajectory method on rigid retaining walls. *Computers and Geotechnics* [en línea]. Marzo 2019, no 1. [fecha de consulta: 06 de setiembre del 2020].

Disponible en <http://web.a.ebscohost.com/ehost/detail/detail?vid=0&sid=49bcc86-8df1-4bd6-92ab-96053b2275fc%40sdc-vsessmgr06&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1laG9zdC1saXZl#AN=48749001&db=eoah>

ISSN: 0266352X

Effect of wall flexibility on the Dynamic earth pressure for cantilevered retaining wall por Kim D, S [et. Al]. Japanese Geotechnical Society Special [en línea]. Febrero del 2016, n. o. 24. [fecha de consulta: 20 de setiembre del 2021] Disponible en <http://eds.a.ebscohost.com/eds/detail/detail?vid=19&sid=22c45f0fe444-49c1-8af7-6803b8579fce%40sdc-vsessmgr02&bdata=Jmxhbmc9ZXMmc2l0ZT1lZHMtbGl2ZQ%3d%3d#AN=edsjst>.

DN.JLC.20019964353&db=edsjst

ISSN: 21888027

ESTEBAN Nieto, N. (2018). Tipos de investigación.

GUTIERREZ, Juan y RODRIGUEZ, Carlos. Diseño de muros de contención bajo carga sísmica en suelos homogéneos cohesivos y friccionantes mediante un aplicativo computacional. Revista virtual de la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia [en línea]. 2012. [Fecha de consulta: 28 de setiembre del 2018]. Disponible en: http://virtual.uptc.edu.co/memorias/index.php/ing_sis/ing_sist/paper/viewfile/774/768

HARMSSEN, Teodoro. Diseño de estructuras de concreto armado [en línea]. 3.^a ed. Perú: Fondo Editorial, 2002 [fecha de consulta: 13 de octubre de 2018]. Disponible en: <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/disenno-de-estructuras-de-concreto-harmsen.pdf>

HONG Wei, Z; JING L. y LING Kan, Y. (2019). Cahuana Ayala, J.A. y Yanqui Murillo, C. (2019). Influence factors on the seismic behavior and deformation modes of gravity retaining walls. *Journal of Mountain Science*. Vol. 16 Issue 1, p168-178. 11p. <https://doi.org/10.1007/s11629-018-5009-z>

HURTADO, Iván y TORO, Josefina. Paradigmas y métodos de investigación en tiempos de cambio. Caracas: Editorial CEC. SA., 2007. 167 pp.

ISBN: 9803882848, 9789803882846

LOPEZ Gonzales, Cesar. Evaluación del muro de contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Nuevo Chimbote: Universidad Cesar Vallejo, Escuela profesional de Ingeniería Civil, 2017. 149 pp.

LUCERO, Franklin. Análisis y diseño de muros de contención. Ecuador: Universidad Central del Ecuador, 2012, p.55.

MENDIETA Molina, Edwin. Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de Contención. Proyecto de graduación (Licenciatura en Ingeniería en Construcción). Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería en Construcción, 2016. 94 pp.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (MVCS) (2016).

Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente (2018).

Norma Técnica CE.020 Estabilización de suelo y taludes (2012).

Norma Técnica E050 Suelos y Cimentaciones (2018).

Norma Técnica E060 Concreto armado (2009).

Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: MVCS

MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado [en línea]. Perú: Fondo Editorial ICG, 2006 [fecha de consulta: 14 de octubre de 2018]. Disponible en: <https://www.udocz.com/read/007dise-o-en-concreto-armado---ing--Roberto-morales-morales--icg--pdf>

Movimiento Absoluto y Relativo [Publicado en un blog]. Lima: Cárdenas, L., (17 de septiembre de 2012). [Fecha de consulta: 17 de octubre de 2018]. Recuperado de: <http://cienciaseneducacionsecundaria236.blogspot.com/2012/09/movimiento-absoluto-y-relativo.html>

MUELAS, Ángel. Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. Capítulo 2: Elementos de Contención. [Fecha de consulta: 21 de setiembre del 2021]. Recuperado de: <http://www.uned.es>

NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. 12.^a ed. Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL, 2001. 719 pp. ISBN: 958-600-953-X

NINA Santana, R. (2017). Presiones de tierra en muros rígidos sometidos a carga sísmica [Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Cartagena]. Repositorio digital de la Universidad Politécnica de Cartagena.

ÑAUPAS, et. Al. (2018). El Muestreo. En ediciones de la U (Ed.), Bogotá: Metodología de la investigación cuantitativa- cualitativa y redacción de la tesis (5ta edicion.pp.342).

PALACIOS, Lucia y TOALA, María. Diseño de dos muros de contención para el proyecto ciudad casa de la cultura de la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí 2014- 2015. Ecuador: Universidad Técnica de Manabí, 2014. P.13.

ROJAS Martínez, Susana. Diseño de muros de contención sector La Aguada comuna de Corral. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Chile: Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, 2009. 87 pp.

SEPULVEDA, Alejandra. Comportamiento Sísmico de taludes en roca. España: Universidad Politécnica de Madrid, 2011, p.6.

TERZARIOL, Roberto, Aiassa, Gonzalo y Arrua, Pedro. Diseño sísmico de estructuras de contención en suelos granulares. Int. De Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Tesis (Título de Ingeniero civil). Córdoba: Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, 2010.166 pp.

TIZNADO Aitken, Juan. Comportamiento sísmico de estructuras rígidas de contención de suelos. Tesis (Magister en Ciencias de la Ingeniería). Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, 2010. 108 pp.

TORRES, Rafael (2008) Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado. (Consulta 20 de setiembre del 2021) (<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/>)

URBAN Brotóns, P. (2010). Muros de gravedad o de hormigón en masa. En club universitario (Ed.), *Construcción de estructuras hormigón armado adaptado a las instrucciones EHE, EFHE y NCSE-02* (P.240). Club universitario.

VALDERRAMA, Santiago. Pasos para elaborar proyectos de investigación científica. 5.^a ed. Lima: San Marcos E.I.R., 2015. 496 pp. ISBN: 9786123028787

VARGAS Tapia, Rubén. Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2013. 90 pp.

VIELMA Pérez, Juan. Contribución a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios. [en línea]. Barcelona: Centro Internacional de métodos numéricos en ingeniería, 2014 [fecha de consulta: 3 de octubre del 2021]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/2117/28515>
ISBN: 9788494168697

ZAPATA, Oscar. Herramientas para elaborar tesis e investigaciones socioeducativas. México: Editorial Pax México, 2005. 297 pp ISBN: 9688604860

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tabla N°4 Matriz de consistencia

Título:Comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros y su desplazamiento-Carabayllo, 2021.						
Problemas	Objetivos	Hipotesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Problema principal	Objetivo general	Hipotesis general	Independiente (x)			
¿De que manera influirá el comportamiento sísmico en el desplazamiento de un muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021?	Evaluar el comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros para verificar el desplazamiento , en el distrito de Carabayllo 2021.	Existe una significativa relación entre el comportamiento sísmico y el desplazamiento de un muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021.	comportamiento sísmico	Riesgo sísmico	Proceso constructivo	RNE, Norma E.050
					Fisuras en el concreto	
					Vulnerabilidad estructural	RNE, Norma E.050
				Inestabilidad Urbana	características del suelo	Norma CE.020, Norma E.050
Zonificación	Norma E.030					
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipotesis específicas	Variable Dependiente (y)	Resistencia del suelo	Ensayo de corte directo	Norma E.050
¿De que manera influirá el comportamiento sísmico con respecto al asentamiento del muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021?	Evaluar el comportamiento sísmico del muro de contención de cinco metros para verificar el asentamiento del muro en el distrito de Carabayllo, 2021.	Existe una significativa relación entre el comportamiento sísmico con el asentamiento del muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021	Desplazamiento		Clasificación de suelos	Norma E.050
					Ensayo de densidad del terreno	Norma E.050
					Ensayo para capacidad portante	Norma E.050
¿De que manera influirá el comportamiento sísmico con respecto al control de presiones en el terreno del muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo 2021	Evaluar el comportamiento sísmico del muro de contención de cinco metros para verificar el control de presiones en el terreno en el distrito de Carabayllo, 2021	Existe una significativa relación entre el comportamiento sísmico con el control de presiones en el terreno de un muro de contención de cinco metros en el distrito de Carabayllo, 2021	Desplazamiento	Estabilidad del talud	Factores de seguridad	Norma CE.020, Norma E0.50
					Empujes de terrenos de mononobre okabe	Norma CE.020, SAP 2000

Fuente: (Elaboración propia)

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
Variable independiente (X): Comportamiento sísmico	Según Barbat (1998), Se Puede definir como un nivel de riesgo interno de un elemento propenso a eventos de peligro	Para esto se empleara el RNE, parametros sísmicos y estudio de suelo para verificar el nivel de vulnerabilidad	Riesgo Sísmico	Peligrosidad sísmica	Razón
				Intensidad sísmica	razón
			Ubicación	Características del suelo	Ordinal
				Zonificación	razón
Variable dependiente (Y): Desplazamiento	Se define como aquel movimiento existente con independencia de cualquier comparación o relación, como la materia de un elemento, que sería un valor absoluto porque no va a depender del lugar en el que esté	Se comprobará el análisis con el método de empuje de Mononobe-Okabe y su modelación con el programa SAP2000.	Resistencia del suelo	Ensayo de corte directo	razón
				clasificación de suelos	razón
				Ensayo de densidad del	razón
				Ensayo para capacidad	razón
			Estabilidad del talud	Factor de seguridad	razón
				Empuje del terreno (mononobe okabe)	razón

Fuente: (Elaboración propia)

Panel fotográfico





Ensayos de Laboratorio

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MS-015
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	19/02/2018

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS ASTM D3080

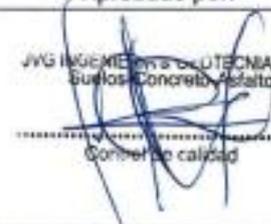
REFERENCIA	: Datos de Laboratorio		
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA QUISEP		
TESIS	: "COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"		
UBICACIÓN	: AA.HH. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 16, CARABAYLLO - LIMA		
FECHA DE ENSAYO	: 23/09/2021		
SONDAJE	: C-1	PROF.	: 1.50 m
PROGRESIVA	: -		
MUESTRA	: M-7		

		VELOCIDAD DE CORTE		
		0.5 mm/min		
ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2		ESPECIMEN 3
Altera Inicial: 23.9 mm		Altera Inicial: 23.9 mm		Altera Inicial: 23.9 mm
Lado de corte: 93.7 mm		Lado de corte: 93.7 mm		Lado de corte: 93.7 mm
Área Inicial: 28.9 cm ²		Área Inicial: 28.9 cm ²		Área Inicial: 28.9 cm ²
Densidad Seca: 1.852 g/cm ³		Densidad Seca: 1.852 g/cm ³		Densidad Seca: 1.847 g/cm ³
Humedad Inic.: 4.3 %		Humedad Inic.: 4.3 %		Humedad Inic.: 4.7 %
Est. Normal: 0.51 kg/cm ²		Est. Normal: 1.01 kg/cm ²		Est. Normal: 2.03 kg/cm ²
Est. Corte: 0.34 kg/cm ²		Est. Corte: 0.71 kg/cm ²		Est. Corte: 1.34 kg/cm ²

Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.41	0.11	0.26	0.41	0.18	0.25	0.41	0.34	0.21
0.82	0.13	0.30	0.82	0.25	0.31	0.82	0.45	0.28
1.24	0.15	0.37	1.24	0.28	0.35	1.24	0.51	0.32
1.65	0.16	0.39	1.65	0.31	0.36	1.65	0.56	0.35
2.47	0.16	0.40	2.47	0.37	0.46	2.47	0.67	0.41
3.26	0.18	0.45	3.26	0.41	0.50	3.26	0.74	0.45
4.12	0.19	0.45	4.12	0.45	0.54	4.12	0.82	0.49
4.94	0.21	0.51	4.94	0.47	0.56	4.94	0.86	0.51
5.77	0.21	0.51	5.77	0.52	0.62	5.77	0.95	0.56
6.59	0.22	0.52	6.59	0.54	0.64	6.59	0.99	0.58
7.42	0.23	0.55	7.42	0.58	0.66	7.42	1.02	0.60
8.24	0.23	0.58	8.24	0.59	0.69	8.24	1.08	0.62
9.06	0.27	0.62	9.06	0.63	0.72	9.06	1.15	0.66
9.89	0.27	0.62	9.89	0.65	0.74	9.89	1.18	0.67
10.71	0.27	0.62	10.71	0.68	0.76	10.71	1.23	0.69
11.54	0.28	0.63	11.54	0.69	0.78	11.54	1.26	0.69
12.36	0.28	0.63	12.36	0.70	0.77	12.36	1.27	0.70
13.18	0.31	0.67	13.18	0.70	0.77	13.18	1.29	0.70
14.01	0.32	0.69	14.01	0.70	0.78	14.01	1.30	0.70
14.83	0.33	0.71	14.83	0.71	0.78	14.83	1.33	0.71
15.66	0.34	0.72	15.66	0.70	0.74	15.66	1.34	0.71
16.48	0.33	0.70	16.48	0.70	0.73	16.48	1.33	0.70

OBSERVACIONES:

Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo
 Los tres especímenes de ensayo fueron remoldeados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.848 g/cm³
 Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
		
Tecnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MS-015
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	1/06/2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D3080

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio	
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA GUSPE	
TESIS	: "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"	
UBICACIÓN	: AA.JM. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 16, CARABAYLLO - LIMA	
FECHA DE ENSAYO	: 23/09/2021	
SONDAJE	: C-2	PROF. : 1.50 m
PROGRESIVA	: ---	
MUESTRA	: SA-1	

VELOCIDAD DE CORTE

0.5 cm/min

ESPECIMEN 1

Altura Inicial	23.9	mm
Lado de corte	60.7	mm
Área Inicial	28.9	cm ²
Densidad Seca	1.795	g/cm ³
Humedad Inic.	4.3	%
Est. Normal	0.51	kg/cm ²
Est. Corte	0.34	kg/cm ²

ESPECIMEN 2

Altura Inicial	23.9	mm
Lado de corte	60.7	mm
Área Inicial	28.9	cm ²
Densidad Seca	1.795	g/cm ³
Humedad Inic.	4.3	%
Est. Normal	1.01	kg/cm ²
Est. Corte	0.67	kg/cm ²

ESPECIMEN 3

Altura Inicial	23.9	mm
Lado de corte	60.7	mm
Área Inicial	28.9	cm ²
Densidad Seca	1.795	g/cm ³
Humedad Inic.	4.5	%
Est. Normal	2.03	kg/cm ²
Est. Corte	1.34	kg/cm ²

Deformación Inicial (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	Deformación Inicial (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	Deformación Inicial (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.41	0.10	0.26	0.41	0.14	0.17	0.41	0.24	0.10
0.82	0.13	0.32	0.82	0.20	0.25	0.82	0.41	0.20
1.24	0.14	0.34	1.24	0.25	0.31	1.24	0.50	0.31
1.65	0.15	0.36	1.65	0.28	0.35	1.65	0.57	0.35
2.47	0.16	0.40	2.47	0.34	0.41	2.47	0.66	0.42
3.30	0.16	0.45	3.30	0.36	0.44	3.30	0.73	0.45
4.12	0.16	0.48	4.12	0.38	0.47	4.12	0.77	0.47
4.94	0.21	0.50	4.94	0.39	0.47	4.94	0.79	0.47
5.77	0.21	0.51	5.77	0.40	0.48	5.77	0.80	0.47
6.59	0.22	0.52	6.59	0.40	0.47	6.59	0.80	0.47
7.42	0.23	0.54	7.42	0.41	0.47	7.42	0.81	0.47
8.24	0.25	0.57	8.24	0.42	0.50	8.24	0.86	0.54
9.06	0.27	0.61	9.06	0.46	0.52	9.06	0.93	0.53
9.89	0.29	0.65	9.89	0.46	0.55	9.89	0.97	0.55
10.71	0.29	0.66	10.71	0.51	0.57	10.71	1.02	0.57
11.54	0.30	0.68	11.54	0.56	0.62	11.54	1.12	0.62
12.36	0.30	0.67	12.36	0.62	0.66	12.36	1.24	0.66
13.19	0.31	0.68	13.19	0.64	0.70	13.19	1.28	0.70
14.01	0.31	0.68	14.01	0.65	0.71	14.01	1.30	0.70
14.83	0.33	0.71	14.83	0.66	0.71	14.83	1.33	0.71
15.66	0.34	0.72	15.66	0.67	0.71	15.66	1.33	0.71
16.48	0.34	0.73	16.48	0.67	0.71	16.48	1.34	0.70

OBSERVACIONES:

Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo
Los tres especímenes de ensayo fueron remoldados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.797 g/cm³
Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
	 Eddy Martín Hermoza Guspe Ingeniero de Suelos y Pavimentos P. M. 21666	 JVG INGENIERÍA & GEOTECNIA S.A.C. Servicio: Concreto-Asfalto Control de Calidad
Técnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MS-018
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	1/06/2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D3080

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio		
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA GUISPE		
TESIS	: "COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"		
UBICACIÓN	: AAL.HH. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 16, CARABAYLLO - LIMA		
FECHA DE ENSAYO	: 23/09/2021		
SONDAJE	: C-2	PROF.	: 1.50 m
PROGRESIVA	: -		
MUESTRA	: M-1		

ESPECIMEN 1		VELOCIDAD DE CORTE		ESPECIMEN 2		0.5 rev/min		ESPECIMEN 3	
Altera Inicial:	23.9 mm	Altera Inicial:	23.9 mm	Altera Inicial:	23.9 mm	Altera Inicial:	23.9 mm	Altera Inicial:	23.9 mm
Lado de corte:	60.7 mm	Lado de corte:	60.7 mm	Lado de corte:	60.7 mm	Lado de corte:	60.7 mm	Lado de corte:	60.7 mm
Area Inicial:	28.9 cm ²	Area Inicial:	28.9 cm ²	Area Inicial:	28.9 cm ²	Area Inicial:	28.9 cm ²	Area Inicial:	28.9 cm ²
Densidad Seca:	1.810 g/cm ³	Densidad Seca:	1.810 g/cm ³	Densidad Seca:	1.811 g/cm ³	Densidad Seca:	1.811 g/cm ³	Densidad Seca:	1.811 g/cm ³
Humedad Inic.:	4.2 %	Humedad Inic.:	4.2 %	Humedad Inic.:	4.3 %	Humedad Inic.:	4.3 %	Humedad Inic.:	4.3 %
Est. Normal:	0.51 kg/cm ²	Est. Normal:	1.01 kg/cm ²	Est. Normal:	1.01 kg/cm ²	Est. Normal:	1.01 kg/cm ²	Est. Normal:	1.01 kg/cm ²
Est. Corte:	0.33 kg/cm ²	Est. Corte:	0.88 kg/cm ²	Est. Corte:	0.88 kg/cm ²	Est. Corte:	1.25 kg/cm ²	Est. Corte:	1.25 kg/cm ²

Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)
0.30	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.41	0.07	0.19	0.41	0.15	0.19	0.41	0.30	0.19
0.82	0.11	0.27	0.82	0.21	0.27	0.82	0.40	0.27
1.24	0.14	0.34	1.24	0.26	0.32	1.24	0.52	0.32
1.65	0.16	0.38	1.65	0.28	0.36	1.65	0.58	0.38
2.47	0.18	0.40	2.47	0.30	0.39	2.47	0.64	0.39
3.30	0.17	0.42	3.30	0.35	0.42	3.30	0.70	0.42
4.12	0.19	0.40	4.12	0.37	0.45	4.12	0.74	0.45
4.94	0.19	0.40	4.94	0.38	0.45	4.94	0.76	0.45
5.77	0.19	0.46	5.77	0.38	0.45	5.77	0.77	0.45
6.59	0.20	0.47	6.59	0.40	0.47	6.59	0.80	0.47
7.42	0.20	0.47	7.42	0.41	0.47	7.42	0.81	0.47
8.24	0.21	0.48	8.24	0.41	0.48	8.24	0.83	0.48
9.06	0.21	0.48	9.06	0.42	0.48	9.06	0.85	0.48
9.89	0.23	0.52	9.89	0.45	0.52	9.89	0.91	0.52
10.71	0.24	0.54	10.71	0.46	0.54	10.71	0.95	0.53
11.54	0.26	0.57	11.54	0.50	0.56	11.54	1.01	0.56
12.36	0.27	0.58	12.36	0.54	0.59	12.36	1.08	0.60
13.18	0.27	0.60	13.18	0.58	0.61	13.18	1.13	0.62
14.01	0.30	0.64	14.01	0.59	0.64	14.01	1.16	0.62
14.83	0.32	0.68	14.83	0.63	0.67	14.83	1.22	0.65
15.66	0.33	0.70	15.66	0.66	0.70	15.66	1.27	0.67
16.48	0.33	0.70	16.48	0.68	0.69	16.48	1.28	0.67

OBSERVACIONES:

Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo.
Los tres especímenes de ensayo fueron remojados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.810 g/cm³.
Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC.

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
		
Tecnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

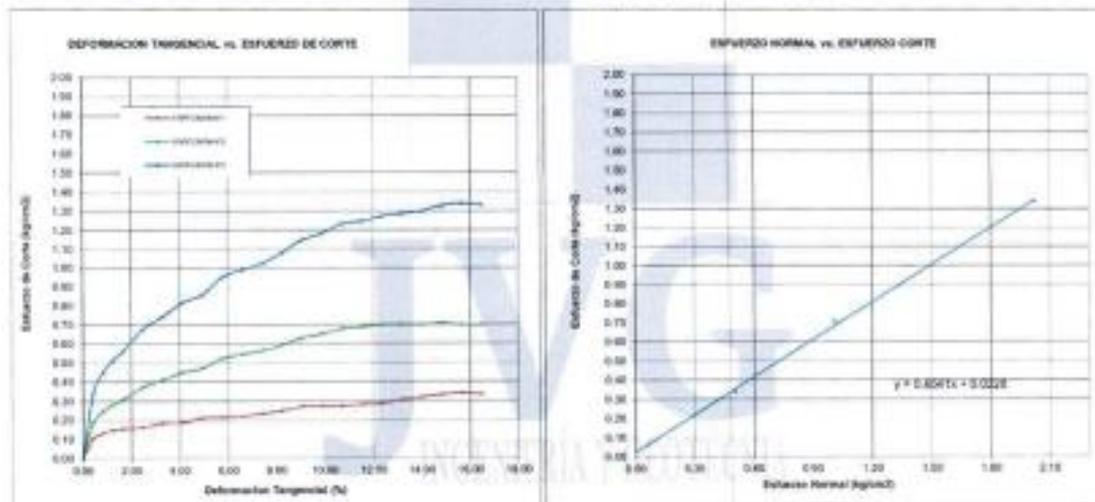
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MS-015
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	16/6/2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D3080

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio	
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA QUISPE	
TESIS	: "COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - CARABAYLLO, LIMA 2021"	
UBICACIÓN	: AA. HH. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 16, CARABAYLLO - LIMA	
FECHA DE ENSAYO	: 23/09/2021	
CALCATA	: C-1	PROFUNDIDAD : 1.50 m
PROGRESIVA	: 7-4	
MUESTRA	: M-1	

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS
ASTM D3080

VELOCIDAD DE CORTE : 0.5 mm/min



Resultados:
Cohesión (c) : 0.02 kg/cm²
Ángulo de fricción (φ) : 35.2°

OBSERVACIONES:

Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo.
Los tres especímenes de ensayo fueron remojados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.848 g/cm³.
Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC.

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
Tecnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

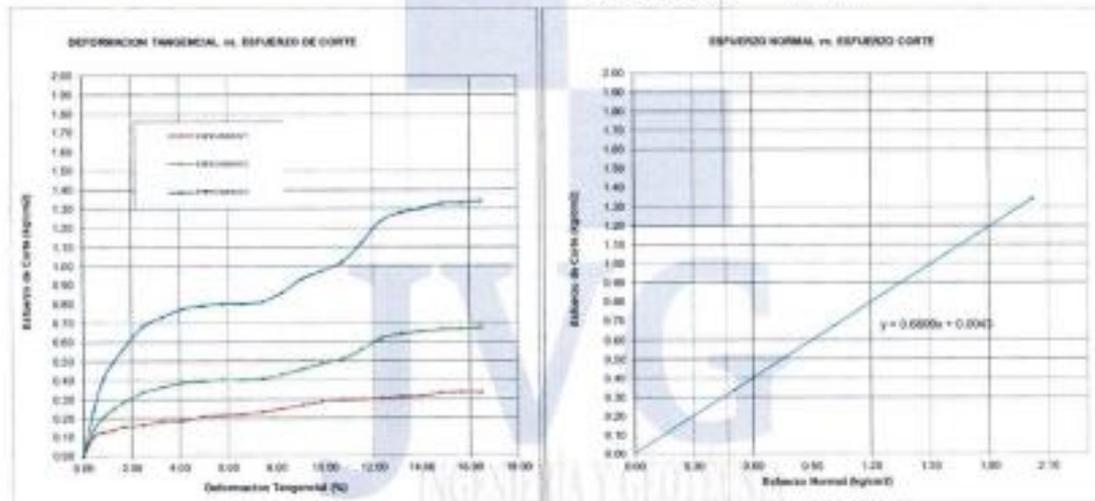
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MS-015
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	1/06/2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D3080

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio	
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA QUISPE	
TESIS	: "COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"	
UBICACIÓN	: AA. NN. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITE 34 LOTE 3, 9 y 15, CARABAYLLO - LIMA	
FECHA DE ENSAYO	: 08/05/2019	
CALICATA	: C-2	PROFUNDIDAD : 1.50 m
PROGRESIVA	: -	
MUESTRA	: M-1	

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS
ASTM D3080

VELOCIDAD DE CORTE : 0.5 mm/min



Resultados:
Cohesión (k) : 0.00 kg/cm²
Angulo de fricción (δ) : 33.3°

OBSERVACIONES:

Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo
Los tres especímenes de ensayo fueron remoldados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.797 g/cm³
Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
	<p>Eimer Morgano Huaman INGENIERO CIVIL C. R. N. 17066</p>	<p>JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C. Suelos, Concreto, Asfalto Control de calidad</p>
Tecnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

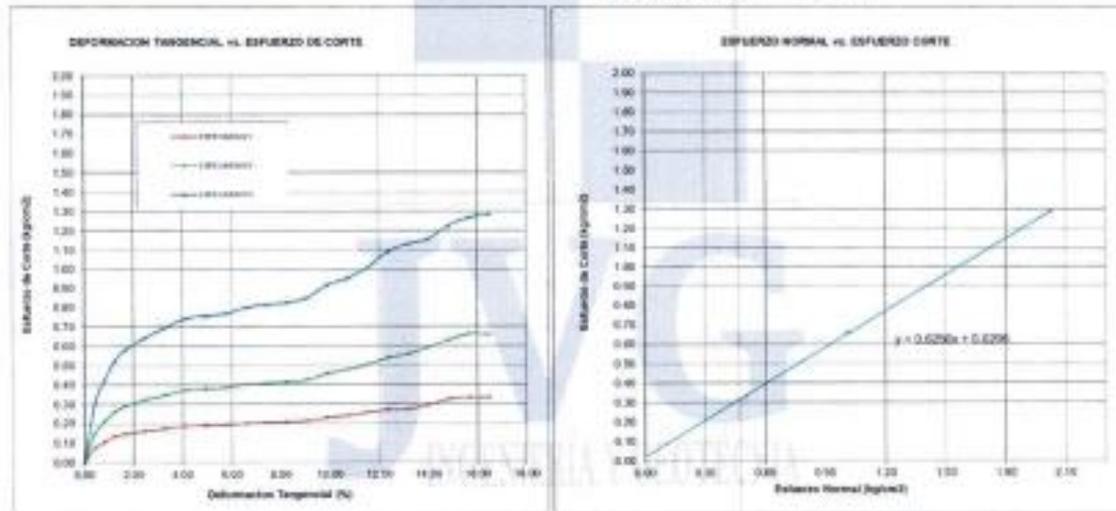
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MS-015
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	1/09/2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D3080

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio	
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA QUISPE	
TESIS	: "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"	
UBICACIÓN	: AA 101 EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 15, CARABAYLLO - LIMA	
FECHA DE ENSAYO	: 23/09/2021	
GALICATA	: C-3	PROFUNDIDAD : 1.50 m
PROGRESIVA	: -	
MUESTRA	: M-1	

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS
ASTM D3080

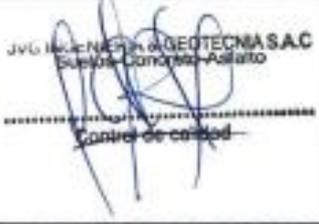
VELOCIDAD DE CORTE : 0.5 mm/min



Resultados:
Cohesión (c) : 0.02 kg/cm²
Ángulo de fricción (φ) : 32.0°

OBSERVACIONES:

Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo.
Los tres especímenes de ensayo fueron remediados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.810 g/cm³.
Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC.

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
	 Eimer Abramo Inzunza INGENIERO CIVIL C.O. Nº 118006	 JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C. Suelos - Concreto - Pavimento Control de Calidad
Tecnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

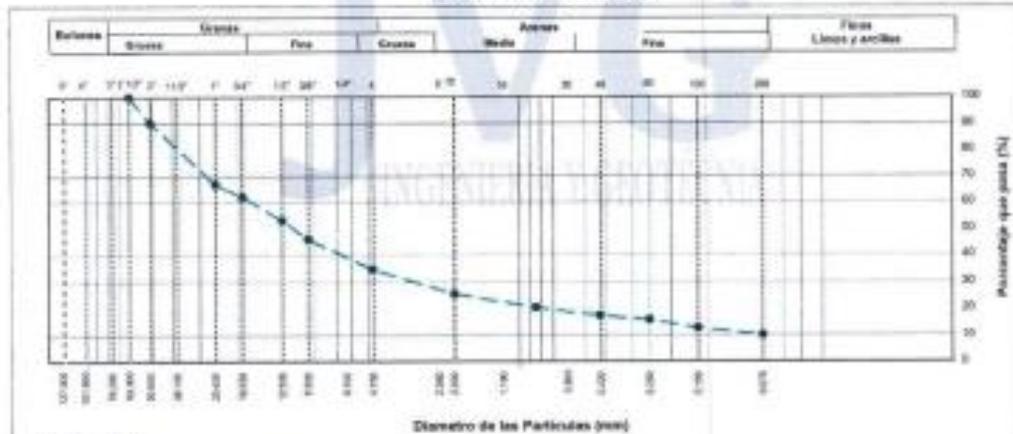
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CLASIFICACIÓN DE SUELOS	Código	FOR-LAB-M3-001
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	10/09/2021

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D6912 / MFC B - 204

REFERENCIA	Ensayo en laboratorio
SOLICITANTE	EDDY MARTIN HERMOZA QUISPE
TEMA	COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2018*
UBICACIÓN	AA-46 EL PROGRESO SECTOR 4 COMITE 34 LOTE 3, 9 y 16, CARABAYLLO - LIMA Fecha de ensayo: 21/09/2021
CALCATA	C-1
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	0.90-1.50 m

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIÓN BASE GRADACIÓN "B"	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	127.000	100.0	/	CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216) Contenido Humedad (%) 4.2
4"	101.600	100.0		
5"	76.200	100.0		LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D4318)
2 1/2"	63.500	100.0		
3"	50.800	96.4		Límite Líquido (LL) 69
1 1/2"	38.100	78.0		Límite Plástico (LP) 16
1"	25.400	66.9		Índice Plástico (IP) 2
3/4"	19.000	62.1		Índice de Consistencia (IC) ---
1/2"	12.500	53.0		Índice de Liquidez (LI) ---
3/8"	9.500	45.9		CLASIFICACIÓN DE SUELOS
Nº 4	4.750	34.4		
Nº 10	2.000	25.4		Clasificación AASHTO (D3032) A-1-a (0)
Nº 20	0.848	20.3		Nombre del Grupo Grava pobremente graduada con arena
Nº 40	0.425	17.3		INDICACIONES: * Método de ensayo para el ensayo de contenido de humedad fue en horno de laboratorio controlado a 110±5°C hasta masa constante.
Nº 60	0.250	15.6		
Nº 100	0.150	12.5		
Nº 200	0.075	9.9		
- Nº 200	FONDO			

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

- * Muestra provista e identificada por el solicitante.
- * El contenido de humedad reportado corresponde a la humedad registrada a la llegada de la muestra al laboratorio de JVG GEOTECNIA.
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA.

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
Técnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

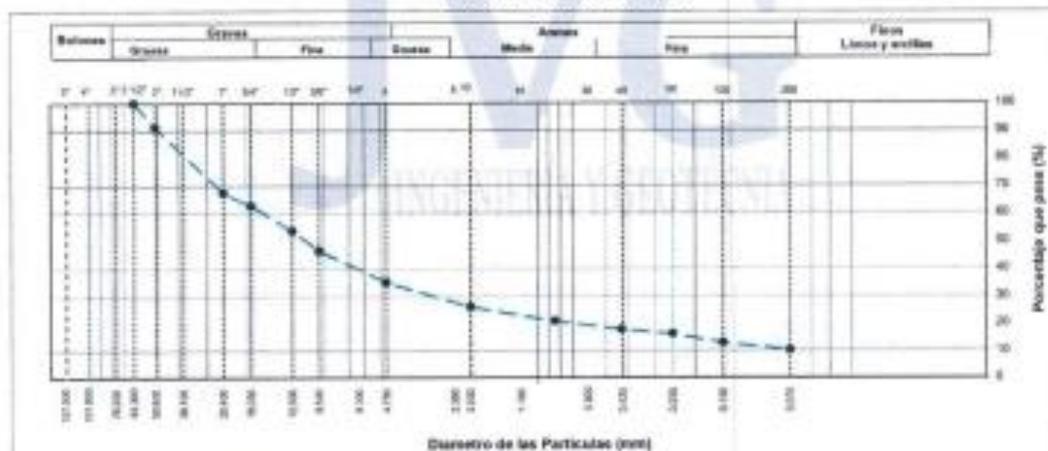
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CLASIFICACIÓN DE SUELOS	Código	FOR-LAB-MS-001
		Revisión	1
		Aprobado	CO-JVG SAC
		Fecha	10/02/18

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D6973 / MTC E - 204

REFERENCIA	Ensayo en laboratorio
SOLICITANTE	EDDY MARTIN HERMOSA GUSPE
TEST	COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021*
UBICACIÓN	AL AH. EL PAVIMENTO SECCION 4 COMITÉ 34 (DTS 3, 8 y 16, CARABAYLLO - LIMA) Fecha de ensayo: 21/09/2017
CALCATA	C-2
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	0.00-1.50 m

TAMIZ	ASTM T-27 (mm)	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIÓN BASE GRADACIÓN "B"	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
5"	127.000	100.0	/	<p>CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216)</p> <p>Contenido Humedad (%) 4.4</p> <p>LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D4318)</p> <p>Límite Líquido (LL) 10 Límite Plástico (LP) 17 Índice Plástico (IP) 2</p> <p>Índice de Consistencia (IS) -- Índice de Liquidez (LI) --</p> <p>CLASIFICACIÓN DE SUELOS</p> <p>Clasificación SUCS (ASTM D2487) GP - GM Clasificación AASHTO (D3202) A-1-a (5)</p> <p>Nombre del Grupo Grava pobremente graduada con limo y arena</p> <p>INDICACIONES: El método de ensayo para el ensayo de control de humedad fue en horno de laboratorio controlado a 110±5°C hasta masa constante</p>
4"	101.600	100.0		
3"	76.200	100.0		
2 1/2"	63.500	100.0		
2"	50.800	91.1		
1 1/2"	38.100	78.6		
1"	25.400	67.5		
3/4"	19.000	62.6		
1/2"	12.500	53.6		
3/8"	9.500	46.4		
Nº 4	4.750	35.1		
Nº 10	2.000	26.0		
Nº 20	0.848	20.8		
Nº 40	0.425	17.7		
Nº 60	0.250	16.0		
Nº 100	0.150	12.8		
Nº 200	0.075	10.1		
- Nº 200	FONDO			

CURVA GRANULOMETRICA



- OBSERVACIONES:**
- * Muestra provista e identificada por el solicitante.
 - * El contenido de humedad reportado corresponde a la humedad registrada a la llegada de la muestra al laboratorio de JVG GEOTECNIA.
 - * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Área de Calidad de JVG GEOTECNIA.

Elaborado por: 	Revisado por: 	Aprobado por: JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C. Suelos, Concreto, Asfalto
Técnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CLASIFICACIÓN DE SUELOS	Código	FOR-LAB-MS-001
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	10/02/2017

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D6913 / MTC E - 204

REFERENCIA	: Ensayo en laboratorio	
SOLICITANTE	: EDDY MARTIN HERMOZA QUISEP	
TEMA	: "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"	
UBICACIÓN	: AA AN EL INVÓCRADO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 1E, CARABAYLLO - LIMA	Fecha de ensayo: 21/09/2017
CALCATA	: C-2	
MUESTRA	: M-1	
PROFUNDIDAD	: 0.00-1.50 m	

TAMIZ	ASIENTO T-27 (mm)	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIÓN BASE GRADACIÓN "B"	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
5"	127.000	100.0	/	CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216) Contenido Humedad (%) : 6.4 LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D4318) Límite Líquido (LL) : 18 Límite Plástico (LP) : 17 Índice Plástico (IP) : 2 Índice de Consistencia (IC) : - Índice de Liquidez (IL) : - CLASIFICACIÓN DE SUELOS Clasificación SUCC (ASTM C445) : GP - GM Clasificación AASHTO (D6913) : A-1-a(0) Nombre del Grupo : Grava pobremente graduada con limo y arena INDICACIONES: El método de secado para el ensayo de contenido de humedad fue en horno de laboratorio controlado a 110±3°C hasta masa constante.
4"	101.600	100.0		
3"	76.200	100.0		
2 1/2"	63.500	100.0		
2"	50.800	81.1		
1 1/2"	38.100	76.6		
1"	25.400	67.5		
3/4"	19.000	62.8		
1/2"	12.500	53.6		
3/8"	9.500	48.4		
Nº 4	4.750	38.1		
Nº 10	2.000	28.0		
Nº 20	0.840	25.8		
Nº 40	0.425	17.7		
Nº 60	0.250	16.0		
Nº 100	0.150	12.8		
Nº 200	0.075	10.1		
< Nº 200	FONDOS			

CURVA GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES:

- * Muestra provista e identificada por el solicitante.
- * El contenido de humedad reportado corresponde a la humedad registrada a la llegada de la muestra al laboratorio de JVG GEOTECNIA.
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización expresa del área de Calidad de JVG GEOTECNIA.

Elaborado por: VºBº ENSAYO DE MATERIAL	Revisado por: Ingeniero Humberto Huáman Ingeniero Civil CIP Nº 12345	Aprobado por: JVG INGENIERÍA Y GEOTECNIA S.A.C Suizas-Concreto-Asfalto Control de calidad
Técnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

Ensayo de Densidad de Campo



Jr la Madrid 264 Asoc. Los Olivos,
San Martín de Porres - Lima,
923792919 | 904 321 502
contacto@jvg-geotecniasac.com

www.jvg-geotecniasac.com

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO DENSIDAD DE CAMPO POR MÉTODO DE CONO DE ARENA DE 6"	Código	FOR-LAB-MS-012
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JVG SAC
		Fecha	1/06/2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS ASTM D1556

REFERENCIA	DATOS DE CAMPO		
SOLICITANTE	EDDY MARTIN HERMOZA QUISPE		
PROYECTO	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021*		
UBICACIÓN	AA.HH. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 16, CARABAYLLO - LIMA		
COORDENADA	-		Fecha de ensayo: 20/09/2021
MUESTRA	Terreno Natural		
PROFUNDIDAD	0.30 - 3.00m		

	Ubicación		C-1				
	Nº de Ensayo		01				
	Capa		Terreno Natural				
	Fecha de Ensayo		20-09-21				
1	Peso de material + Tara	gr	5340				
2	Peso de la tara	gr	30				
3	Peso neto del suelo + grava (1-2)	gr	5310				
4	Peso de frasco + arena (antes)	gr	7260				
5	Peso de frasco + arena (después)	gr	2432				
6	Peso de la arena del embudo	gr	1425				
7	Peso neto de la arena empacada (4-5-6)	gr	3303				
8	Densidad de la arena	g/cm ³	1.43				
9	Volumen del hueco (V _h)	cm ³	2373				
10	Peso de la grava (contenido malla 3/4")	gr	425				
11	Densidad de la grava	g/cm ³	2.67				
12	Volumen de la grava (V _g)	cm ³	158				
13	Peso del suelo (3-10)	gr	4881				
14	Volumen del suelo (V _s)	cm ³	3214				
15	Densidad del suelo húmedo (13 / 14)	g/cm ³	2.210				
16	Humedad contenida en el suelo	%	2.90				
17	Densidad del suelo seco (15 / (1 - 16/100))	g/cm ³	2.147				

OBSERVACIONES:

* Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JVG GEOTECNIA SAC.

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
 JVG INGENIERIA & GEOTECNIA SAC V080 ENSAYO DE MATERIALES	 Inge. Eddy Martin Hermoza Quispe Inge. de Suelos y Pavimentos C.O.P. N. 10000	 JVG INGENIERIA & GEOTECNIA SAC Suelos-Concreto-Asfalto Control de calidad
Tecnico de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Control de Calidad JVG SAC

Ensayo de Capacidad admisible del suelo



JVG INGENIERIA Y GEOTECNIA S.A.C.
 Jr la Madrid 264 Asoc. Los Olivos,
 San Martín de Porres - Lima.
 823792919 / 934 321 502
 contacto@jvg-geotecniasac.com

www.jvg-geotecniasac.com

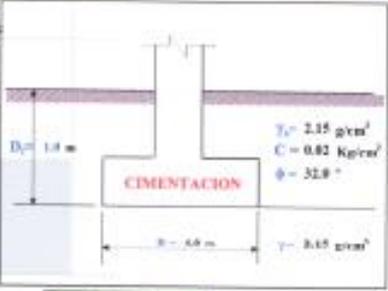
SOLICITANTE : EDDY MARTIN HERMOZA GUIPE
 PROYECTO : "COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CINCO METROS
 Y SU DESPLAZAMIENTO - EN CARABAYLLO, LIMA 2021"
 UBICACIÓN : AA.HH. EL PROGRESO SECTOR 4 COMITÉ 34 LOTE 3, 9 y 18, CARABAYLLO - LIMA
 SONDEO : C-03/ M-1

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Tpo de Suelo GP-GM GRAVA POBREMENTE GRADADA CON LIMO Y ARENA	REALIZADO : Ing. E.M.H. FECHA : 24/09/2021 DF : 1.66 m (Profundidad)
-----------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------

CIMENTACION CORRIDA

Cohesión	C =	0.02 Kg/cm ²
Angulo de fricción	φ =	32.8°
Peso natural del suelo sobre el nivel de fundación	γ _s =	2.15 g/cm ³
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ =	2.15 g/cm ³
Ancho de la cimentación	B =	4.00 m
Largo de la cimentación	L =	1.00 m
Profundidad de la cimentación	D _f =	1.66 m
Factor de seguridad	FS =	3.00



$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Calculando los factores de capacidad de carga y forma:

Factores de capacidad de carga
 N_q = 23.176776
 N_c = 35.490261
 N_γ = 30.214653
 N_q/N_c = 0.65
 tan φ = 0.62

Factores de forma
 S_q = 1
 S_c = 1
 S_γ = 1

$$S_c = \left(\frac{N_c}{N_c} \right) * \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) * T_g \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 * \left(\frac{B}{L} \right)$$

Reemplazando en la fórmula se tiene:
 Finalmente:
Capacidad última de carga $q_{ult} = 156.0 \text{ T/m}^2$
 Con $\phi = 3.00$
 de tener un factor de seguridad:
Capacidad admisible de carga $q_{adm} = 52.0 \text{ Kg/cm}^2$

Elaborado por: Eddy Martin Hermoza Guipe TECNICO DE LABORATORIO	Revisado por: Eddy Martin Hermoza Guipe INGENIERO DE SUELOS Y PAVIMENTOS	Aprobado por: Eddy Martin Hermoza Guipe CONTROL DE CALIDAD
---------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------

Calibración de Equipos de Laboratorio



CALIBRACIÓN DE
EQUIPOS E INSTRUMENTOS
RUC: 20606479680

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA - LF -008 - 2021

Área de Metrología
Laboratorio de Fuerza

Página 1 de 3

1. Expediente	0384-2021
2. Solicitante	JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C.
3. Dirección	MZA. D LOTE. 3 A.V. RESID. EL OASIS DORADO (ALT. KM.20.5-COMISARIA EL PROGRESO) LIMA - LIMA - CARABAYLLO
4. Equipo	CORTE DIRECTO
Capacidad	500 kgf
Marca	PERUTEST
Modelo	PT-CD-500
Número de Serie	1011
Clase	NO INDICA
Procedencia	PERÚ
Identificación	NO INDICA
Indicador	DIGITAL
Marca	PERUTEST
Modelo	NO INDICA
Número de Serie	1011
División de Escala / Resolución	0.01 kgf
5. Fecha de Calibración	2021-05-05

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Los resultados son válidos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.

CALIBRATEC S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.

Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.

Fecha de Emisión

2021-05-05

Jefe del Laboratorio de Metrología


MANUEL ALEJANDRO ALIAGA TORRES

Sello



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA - LF - 008 - 2021

Área de Metrología
Laboratorio de Fuerza

Página 2 de 3

6. Método de Calibración

La calibración se realizó por el método de comparación directa utilizando patrones trazables al LEDI-PUCP tomado como referencia el método descrito en la norma UNE-EN ISO 7500-1 "Verificación de Máquinas de Ensayo Uniaxiales Estáticas. Parte 1: Máquinas de ensayo de tracción/compresión. Verificación y calibración del sistema de medida de fuerza." - Julio 2006.

7. Lugar de calibración

Las instalaciones del cliente
MZA. O LOTE. 3 A.V. RESID. EL OASIS DORADO (ALT. KM.20 5-COMISARIA EL PROGRESO) LIMA - LIMA - CARABAYU

8. Condiciones Ambientales

	Inicial	Final
Temperatura	21.6 °C	21.6 °C
Humedad Relativa	56 % HR	56 % HR

9. Patrones de referencia

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado de calibración
METROL	CELDA DE CARGA DE 500 kg MARCA: KELL	CF-0058-2020
METROL	TERMOCROMETRO DIGITAL BOECO	T-1131-2020



10. Observaciones

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación **CAUBRADO**.
- Durante la realización de cada secuencia de calibración la temperatura del equipo de medida de fuerza permanece estable dentro de un intervalo de $\pm 2,0$ °C.

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA - LF -008 - 2021

Área de Metrología
Laboratorio de Fuerza

Página 3 de 3

11. Resultados de Medición

Indicación del Equipo		Indicación de Fuerza (Acorreo) Patrón de Referencia			
%	F_e (kgf)	F_1 (kgf)	F_2 (kgf)	F_3 (kgf)	F_{Promedio} (kgf)
10	10	9.86	9.85	9.85	9.9
20	100	99.15	99.28	99.39	99.3
30	150	150.60	150.50	150.64	150.6
40	200	199.20	199.12	199.28	199.2
50	250	249.16	249.10	249.28	249.2
60	300	299.20	299.34	299.27	299.2
70	350	348.90	348.85	348.99	348.9
80	400	398.85	398.81	398.94	398.9
90	450	449.16	449.10	449.25	449.2
100	500	498.56	498.50	498.65	498.6
Retorno a Cero		0.0	0.0	0.0	

Indicación del Equipo F (kgf)	Errores Encontrados en el Sistema de Medición				Incertidumbre U ($k=2$) (%)
	Exactitud a (%)	Repetibilidad b (%)	Reversibilidad v (%)	Resol. Relativa α (%)	
10	1.49	0.10	-0.20	0.10	0.42
100	0.66	0.11	-0.07	0.01	0.41
150	-0.39	0.09	-0.07	0.01	0.41
200	0.40	0.08	-0.04	0.01	0.41
250	0.33	0.07	-0.02	0.00	0.41
300	0.27	0.04	-0.02	0.00	0.41
350	0.31	0.04	-0.01	0.00	0.41
400	0.28	0.03	-0.01	0.00	0.41
450	0.18	0.03	-0.01	0.00	0.41
500	0.29	0.03	-0.01	0.00	0.41

MÁXIMO ERROR RELATIVO DE CERO (ϵ_0)	0.00 %
------------------------------------------------	--------



12. Incertidumbre

La incertidumbre expandida de medición se ha obtenido multiplicando la incertidumbre estándar de la medición por el factor de cobertura $k=2$, el cual corresponde a una probabilidad de cobertura de aproximadamente 95%.

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración. La incertidumbre indicada no incluye una estimación de variaciones a largo plazo.

FIN DEL DOCUMENTO

☎ 913 028 621 - 913 028 622
☎ 913 028 623 - 913 028 624

📍 Av. Chillon Lote 50 B - Comas - Lima - Lima
✉ ventas@calibratec@gmail.com
🏢 CALIBRATEC SAC

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

TC - 15692 - 2021

Proforma : 5783A

Fecha de emisión : 2021-09-27

SOLICITANTE: JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C.

Dirección : Jr. La.Madrid 264, San Martín De Porres, Lima, Lima

EQUIPO : HORNO
Marca : PERU TEST
Modelo : PT-H76
N° de Serie : 458
Procedencia : No indica
Identificación : No indica
TIPO DE INDICADOR : DIGITAL
Alcance : T.amb + 5 °C a 250 °C
Resolución : 1 °C
TIPO DE CONTROLADOR : DIGITAL
Alcance : T.amb + 5 °C a 250 °C
Resolución : 1 °C
Ubicación : LABORATORIO
Fecha de Calibración : 2021-09-21

LUGAR DE CALIBRACIÓN

Instalaciones de JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C.

MÉTODO DE CALIBRACIÓN

La calibración se realizó por comparación directa con nuestro sistema de medición de temperatura patrón según procedimiento PC- 018 "Procedimiento de calibración o caracterización de medios isotermos con aire como medio termostático". Segunda Edición - Junio 2009. SNM - INDECOPI.

CONDICIONES DE CALIBRACIÓN

Magnitud	Inicial	Final
Temperatura	19,4 °C	20,1 °C
Humedad Relativa	72,2 %hr	74,1 %hr
Voltaje	221 V	222 V

TEST & CONTROL S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que puedan ocurrir después de su calibración debido a la mala manipulación de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración declarados en el presente documento.

El presente documento carece de valor sin firma y sello.

TEST & CONTROL S.A.C. es un Laboratorio de Calibración y Certificación de equipos de medición basado a la Norma Técnica Peruana ISO/IEC 17025.

TEST & CONTROL S.A.C. brinda los servicios de calibración de instrumentos de medición con los más altos estándares de calidad, garantizando la satisfacción de nuestros clientes.

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Con el fin de asegurar la calidad de sus mediciones se le recomienda al usuario recalibrar sus instrumentos a intervalos apropiados.

Los resultados son válidos solamente para el ítem sometido a calibración, no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.



Lic. Nicolás Ramos Ponce
Gerente Técnico
CPF: 0316

Certificado de Calibración
TC - 15692 - 2021

TRAZABILIDAD

Trazabilidad	Patrón de Trabajo	Certificado de Calibración
Patrones de Referencia del SAT	Indicador digital con termopares tipo K con incertidumbres del orden desde 0,13 °C hasta 0,16 °C	LT - 0346 - 2021

RESULTADOS DE MEDICIÓN

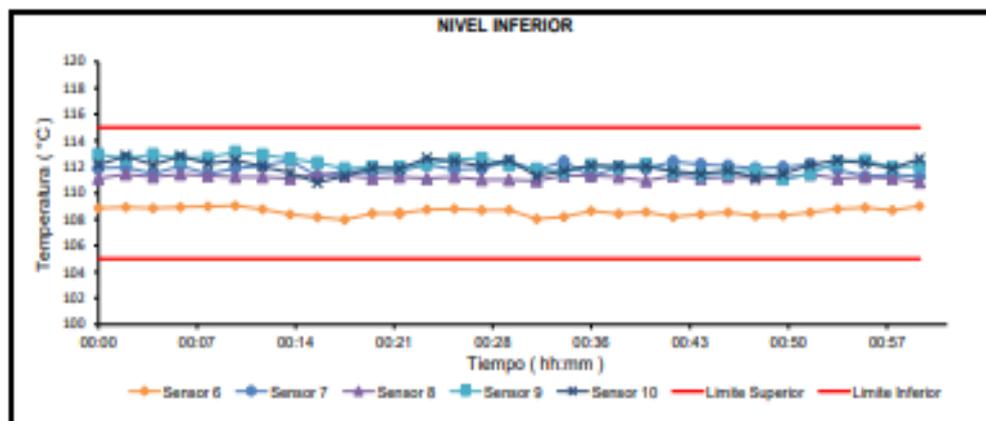
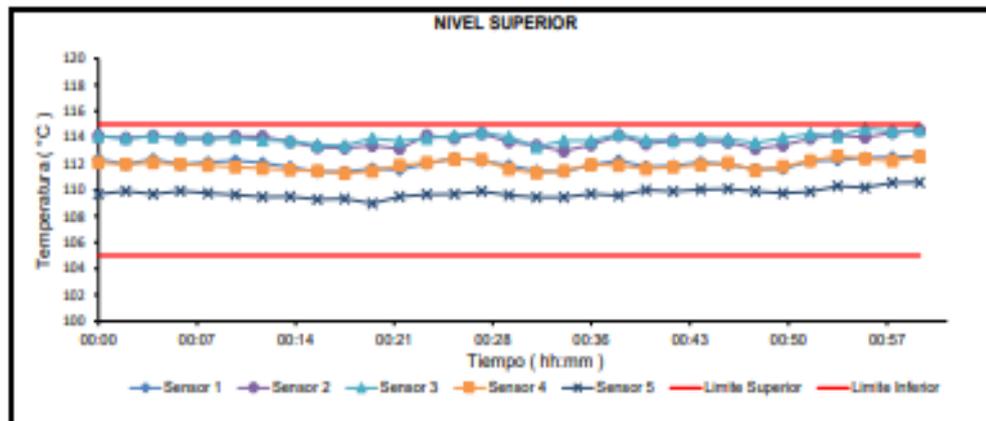
Temperatura de Trabajo	Posición del Controlador	Tiempo de Calentamiento	Tiempo de Estabilización	Porcentaje de carga	Tipo de Carga / Muestra
110 °C ± 5 °C	60	60 min	50 min	30 %	ENVASES DE ACERO

Tiempo (H:mm)	Termómetro Horno (°C)	Temperaturas en las Posiciones de Medición (°C)										T _{prom} (°C)	T _{max} - T _{min} (°C)
		Nivel Superior					Nivel Inferior						
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
00:00	110	112,4	114,1	114,1	112,1	109,7	108,9	111,9	111,1	112,9	112,2	111,9	5,3
00:02	110	112,0	113,9	113,9	111,9	109,9	108,9	112,0	111,4	112,6	112,6	111,9	5,0
00:04	110	112,4	114,1	114,1	112,1	109,7	108,9	111,5	111,2	112,9	112,2	111,9	5,3
00:06	110	112,0	113,9	113,9	111,9	109,9	108,9	112,1	111,4	112,6	112,6	112,0	5,0
00:08	110	112,1	113,9	114,0	111,9	109,8	109,0	111,5	111,3	112,7	112,2	111,8	5,0
00:10	110	112,2	114,1	114,0	111,7	109,6	109,1	111,9	111,2	113,1	112,5	111,9	5,0
00:12	110	112,1	114,1	113,8	111,6	109,5	108,8	112,1	111,2	112,9	112,0	111,8	5,3
00:14	110	111,7	113,7	113,7	111,5	109,5	108,4	112,5	111,1	112,6	111,6	111,6	5,4
00:16	110	111,4	113,3	113,4	111,4	109,3	108,2	111,3	111,4	112,3	110,8	111,3	5,3
00:18	110	111,4	113,2	113,4	111,3	109,3	108,0	111,7	111,3	111,9	111,3	111,3	5,4
00:20	110	111,6	113,4	113,9	111,4	109,0	108,5	111,6	111,1	112,0	111,9	111,4	5,5
00:22	110	111,5	113,1	113,7	111,9	109,5	108,5	111,7	111,2	112,0	111,9	111,5	5,3
00:24	110	112,0	114,1	113,9	112,1	109,7	108,8	112,2	111,1	112,2	112,7	111,9	5,4
00:26	110	112,4	113,9	114,1	112,3	109,7	108,8	111,8	111,2	112,6	112,4	111,9	5,3
00:28	110	112,2	114,3	114,4	112,3	109,9	108,7	111,9	111,0	112,7	112,0	111,9	5,7
00:30	110	111,9	113,7	114,0	111,6	109,6	108,7	112,4	111,0	112,1	112,5	111,8	5,3
00:32	110	111,4	113,4	113,3	111,3	109,4	108,0	111,6	110,9	111,6	111,3	111,3	5,3
00:34	110	111,4	113,0	113,7	111,4	109,4	108,2	112,4	111,3	111,6	111,7	111,4	5,6
00:36	110	111,9	113,4	113,7	111,9	109,7	108,6	111,3	111,3	112,1	112,1	111,6	5,1
00:38	110	112,2	114,1	114,2	111,9	109,6	108,4	112,0	111,2	111,9	112,1	111,8	5,8
00:40	110	111,6	113,5	113,8	111,6	110,0	108,6	111,9	110,9	112,2	112,0	111,6	5,2
00:42	110	111,6	113,6	113,6	111,7	109,9	108,2	112,4	111,3	111,6	111,7	111,6	5,6
00:44	110	112,1	113,7	113,9	111,9	110,0	108,4	112,2	111,1	111,4	111,5	111,6	5,5
00:46	110	111,9	113,6	113,9	112,0	110,1	108,5	112,1	111,2	111,5	111,7	111,7	5,3
00:48	110	111,6	113,1	113,6	111,5	109,9	108,3	111,9	111,2	111,7	111,1	111,4	5,3
00:50	110	111,6	113,4	114,0	111,8	109,8	108,3	112,0	111,1	111,1	111,5	111,5	5,7
00:52	110	112,2	113,9	114,3	112,2	109,9	108,5	112,2	111,4	111,5	112,2	111,8	5,7
00:54	110	112,3	114,2	114,1	112,6	110,3	108,8	111,8	111,1	112,4	112,5	112,0	5,4
00:56	110	112,4	114,0	114,7	112,4	110,2	108,9	111,3	111,2	112,5	112,3	112,0	5,8
00:58	110	112,5	114,4	114,5	112,2	110,6	108,7	111,4	111,1	112,0	111,9	111,9	5,8
01:00	110	112,6	114,6	114,6	112,5	110,6	109,0	111,3	110,8	112,1	112,6	112,1	5,5
T. PROM	110,0	112,0	113,8	113,9	111,9	109,8	108,6	111,9	111,2	112,2	112,0	111,7	5,4
T. MAX	110,0	112,6	114,6	114,7	112,6	110,6	109,1	112,5	111,4	113,1	112,6	112,1	5,8
T. MIN	110,0	111,4	113,0	113,3	111,3	109,0	108,0	111,3	110,8	111,1	110,8	111,3	5,0
DTT	0,0	1,2	1,6	1,4	1,3	1,6	1,1	1,2	0,6	2,0	2,0	0,8	0,8

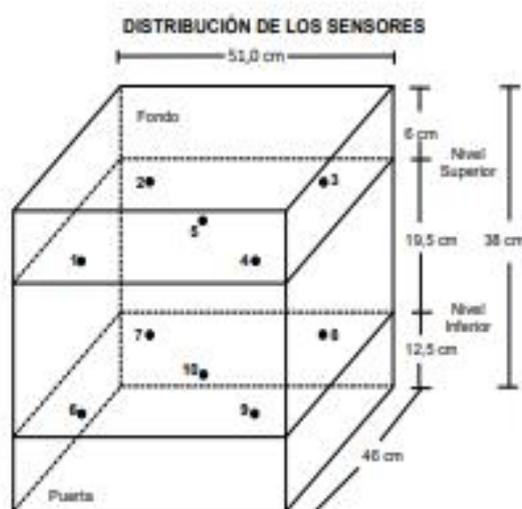
RESULTADOS DE MEDICIÓN

Parámetro	Valor (°C)	Incertidumbre Expandida (°C)
Máxima Temperatura Medida	114,7	0,3
Mínima Temperatura Medida	108,0	0,3
Desviación Temperatura en el Tiempo	2,0	0,1
Desviación Temperatura en el Espacio	5,4	0,1
Estabilidad Medida (±)	1,02	0,04
Uniformidad Medida	5,8	0,1

GRAFICO DE TEMPERATURA DE LOS SENSORES



Durante la calibración y bajo las condiciones en que ésta ha sido hecha, el medio isoterma CUMPLE con los límites especificados de temperatura.



FOTOGRAFÍA DEL MEDIO ISOTERMO



Los sensores 5 y 10 están ubicados en el centro de sus respectivos niveles.

Los sensores del 1 al 5 están ubicados a 32 cm por encima de la base.

Los sensores del 6 al 10 están ubicados a 12,5 cm por encima de la base.

Los sensores del 1 al 4 y del 6 al 9 están ubicados a 6 cm de las paredes laterales y a 6 cm del frente y fondo del equipo.

OBSERVACIONES

Con fines de identificación de la calibración se colocó una etiqueta autoadhesiva con el número de certificado.

T. PROM: Promedio de las temperaturas en una posición de medición durante el tiempo de calibración.

T prom: Promedio de las temperaturas en las doce posiciones de medición para un instante dado.

Tmax: Temperatura máxima.

Tmin: Temperatura mínima.

DTT: Desviación de Temperatura en el Tiempo.

Para cada posición de medición su "**desviación de temperatura en el tiempo**" DTT está dada por la diferencia entre la máxima y la mínima temperatura registradas en dicha posición.

Entre dos posiciones de medición su "**desviación de temperatura en el espacio**" está dada por la diferencia entre los promedios de temperaturas registradas en ambas posiciones.

Incertidumbre expandida de las indicaciones del termómetro propio de Medio Isoterma: 0,6 °C

La Uniformidad es la máxima diferencia medida de temperatura entre las diferentes posiciones espaciales para un mismo instante de tiempo.

La Estabilidad es considerada igual a $\pm 1/3$ máx. DTT.

INCERTIDUMBRE

La incertidumbre expandida que resulta de multiplicar la incertidumbre típica combinada por el factor de cobertura $k=2$ que, para una distribución normal, corresponde a una probabilidad de cobertura de aproximadamente el 95%.

FIN DEL DOCUMENTO

CERTIFICADO DE CALIBRACION

TC - 15694 - 2021

PROFORMA : 5783A Fecha de emisión : 2021-09-27

SOLICITANTE : JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C
Dirección : Jr. La Madrid 264, San Martín de Porres, Lima, Lima

INSTRUMENTO DE MEDICIÓN : BALANZA
Tipo : ELECTRÓNICA
Marca : OHAUS
Modelo : EX24001
N° de Serie : B639089407
Capacidad Máxima : 24000 g
Resolución : 0,1 g
División de Verificación : 1 g
Clase de Exactitud : II
Capacidad Mínima : 50 g
Procedencia : CHINA
N° de Parte : No Indica
Identificación : No Indica
Ubicación : No Indica
Variación de ΔT Local : 4 °C
Fecha de Calibración : 2021-09-21

TEST & CONTROL S.A.C. es un Laboratorio de Calibración y Certificación de equipos de medición basado a la Norma Técnica Peruana ISO/IEC 17025.

TEST & CONTROL S.A.C. brinda los servicios de calibración de instrumentos de medición con los más altos estándares de calidad, garantizando la satisfacción de nuestros clientes.

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Con el fin de asegurar la calidad de sus mediciones se le recomienda al usuario recalibrar sus instrumentos a intervalos apropiados.

Los resultados son válidos solamente para el ítem sometido a calibración, no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.

LUGAR DE CALIBRACIÓN
Instalaciones de JVG INGENIERIA & GEOTECNIA S.A.C

MÉTODO DE CALIBRACIÓN
La calibración se realizó por comparación directa entre las indicaciones de lectura de la balanza y las cargas aplicadas mediante pesas patrones según procedimiento PC-011 "Procedimiento para la Calibración de Balanzas de Funcionamiento No Automático Clase I y II". Cuarta Edición - Abril 2010. SNM - INDECOPI.

TEST & CONTROL S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que puedan ocurrir después de su calibración debido a la mala manipulación de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración declarados en el presente documento.

El presente documento carece de valor sin firma y sello.



Lic. Nicolás Ramos Paucar
Gerente Técnico
CPF: 0316



Certificado de Calibración
TC - 15694 - 2021

TRAZABILIDAD

Trazabilidad	Patrón de Trabajo	Certificado de Calibración
Patrones de Referencia de KOSSOMET	Juego de Pesas 1 mg a 1 kg Clase de Exactitud F1	PE21A-C-1070 Agosto 2021
Patrones de Referencia de LOJUSTO SAC	Juego de Pesas 1 kg a 5 kg Clase de Exactitud F1	E107-L-209B-2021-1 Agosto 2021
Patrones de Referencia de DM-INACAL	Pesa 10 kg Clase de Exactitud F1	LM-C-222-2021 Agosto 2021
Patrones de Referencia de DM-INACAL	Pesa 20 kg Clase de Exactitud F1	LM-C-223-2021 Agosto 2021

RESULTADOS DE MEDICIÓN

INSPECCION VISUAL

Ajuste de Cero	Tiene	Escala	No Tiene
Oscilación Libre	Tiene	Cursor	No Tiene
Plataforma	Tiene	Nivelación	Tiene
Sistema de Traba	No Tiene		

ENSAYO DE REPETIBILIDAD

Magnitud	Inicial	Final
Temperatura	21,2 °C	21,2 °C
Humedad Relativa	64 %	63 %

Medición N°	Carga (g)	I (g)	ΔL (g)	E (g)	Medición N°	Carga (g)	I (g)	ΔL (g)	E (g)
1	12 000,00	11 999,6	0,05	-0,40	1	24 000,00	24 000,8	0,06	0,79
2		11 999,6	0,04	-0,39	2		24 000,8	0,06	0,79
3		11 999,6	0,04	-0,39	3		24 000,7	0,07	0,68
4		11 999,6	0,05	-0,40	4		24 000,7	0,05	0,70
5		11 999,6	0,05	-0,40	5		24 000,8	0,07	0,78
6		11 999,6	0,04	-0,39	6		24 000,8	0,08	0,77
7		11 999,6	0,04	-0,39	7		24 000,7	0,06	0,69
8		11 999,6	0,03	-0,38	8		24 000,8	0,07	0,78
9		11 999,6	0,04	-0,39	9		24 000,8	0,07	0,78
10		11 999,6	0,03	-0,38	10		24 000,7	0,05	0,70
Emáx - Emin (g)				0,02	Emáx - Emin (g)				0,11
error máximo permitido (±g)				2,00	error máximo permitido (±g)				3,00

