



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL
DE MUROS DE CONTENCIÓN TIPO L
Y MUROS DE CONTENCIÓN TIPO T ACORDE A LAS
NORMAS VENEZOLANAS COVENIN
MINDUR 1753 Y COVENIN MINDUR 1756.**

Autor:
Torrealba Juan Vicente.
C.I.: V-21.058.031

Urb. Yuma II, Calle N° 3, Municipio San Diego
Teléfono: (0241) 8714240 (Máster) - Fax: (0241) 871239



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO Y
CÁLCULO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN TIPO L Y
MUROS DE CONTENCIÓN TIPO T ACORDE A LAS NORMAS
VENEZOLANAS COVENIN MINDUR 1753 Y COVENIN MINDUR 1756.**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Autor:

Torrealba Juan Vicente.

C.I.: V-21.058.031

Tutor: Ing. Pocaterra Alejandro.

C.I.: V- 7.109.571

San Diego, Enero 2018



Universidad José Antonio Páez
Facultad de Ingeniería

FI-CV-012-2018-2

Valencia, 13 de Marzo de 2018.

Ciudadano:

Torrealba Juan

C.I. 21.058.031

Presente.-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 2-2018 de fecha 13/03/2018 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado “PROGRAMA PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN TIPO L Y MUROS DE CONTENCIÓN TIPO T ACORDE A LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN MINDUR 1753 Y COVENIN MINDUR 1756” presentado por usted como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Alejandro Pocaterra C.I. 7.109.571 y la Ing. Alicia Yanez de Pizzella, C.I. 4.598.880 como Tutores Académicos que lo asesorarán en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,

Prof. Zulay Salcedo
Decana de la Facultad de Ingeniería



c. c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).

ZS/fr



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ing. Pocaterra Alejandro, portador de la cédula de identidad N° 7.109.571, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por el(los) ciudadano(s), Torrealba Juan Vicente., portador(a) de la cédula de identidad N° V-21.058.031, titulado "PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN TIPO L Y MUROS DE CONTENCIÓN TIPO T ACORDE A LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN MINDUR 1753 Y COVENIN MINDUR 1756", Presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los 25 días del mes de Febrero del año 2018.

Ing. Pocaterra Alejandro
Tutor Académico

7.109.571

ÍNDICE

CONTENIDO	Pp
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN INFORMATIVO	x
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO	
I EL PROBLEMA	
1.1. Planteamiento del Problema.....	3
1.2. Formulación del Problema.....	4
1.3. Objetivos de la Investigación.....	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Específicos.....	4
1.4. Justificación.....	5
1.5. Alcance.....	6
II MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes.	7
2.2. Bases teóricas.	9
2.2.1. Consideraciones de Geotécnica.....	10
2.2.1.1. Propiedades físicas de los suelos.....	10
2.2.1.2. Clasificación del suelo.....	11
2.2.2. Teoría de Empuje del Suelo.....	12
2.2.2.1. Empuje activo del Suelo.....	14
2.2.2.2. Empuje pasivo del Suelo.....	20
2.2.2.3. Empuje sísmico del Suelo.....	21
2.2.3. Muros de Contención.....	25
2.2.3.1. Tipos de Muros de Contención.....	26
2.2.4. Metodología de Cálculo.....	30
2.2.4.1. Predimensionado.....	30
2.2.4.2. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado límite de servicio.....	31
2.2.4.3. Método del Estado límite de Agotamiento resistente.....	36
2.2.4.4. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad.....	39
2.2.4.5. Verificación de la resistencia al corte y flexión.	40
2.2.4.6. Verificación de los esfuerzos de corte.....	41
2.2.4.7. Verificación de los esfuerzos de flexión.....	42
2.3. Definición de términos básicos.....	45

III MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de Investigación.....	47
3.2. Diseño de la Investigación.....	47
3.3. Nivel de la Investigación.....	48
3.4. Población.....	48
3.5. Muestra.....	48
3.6. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.....	48
3.7. Fases Metodológicas.....	49

IV RECURSOS

4.1. Recursos Humanos.....	50
4.2. Institucionales.....	50
4.3. Recursos Materiales.....	50
4.4. Tiempo.....	50

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51
-----------------------------------	-----------

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURAS

1. Límites de tamaño de suelo.....	12
2. Presión activa sobre el suelo	15
3. Calculo del ángulo para componentes de E_a	16
4. Coeficiente C para tipo de relleno según Terzaghi.....	20
5. Empuje de Reposo más incremento de empuje de reposo.....	23
6. Valores de A_o según zona sísmica de Venezuela.....	24
7. Empuje activo más incremento dinámico del empuje activo.....	24
8. Muro de gravedad, voladizo y muro contra fuertes.....	26
9. Formas de muro de gravedad.....	27
10. Forma T de muro cantiléver.....	28
11. Forma L de muro cantiléver.....	29
12. Muro de contención contra fuertes.....	30
13. Predimensionado de un muro en voladizo.....	30
14. Presión de contacto Muro – Suelo de fundación.....	35
15. Factor de Minoración de resistencia.....	39
16. Recubrimiento mínimo de concreto para el acero de refuerzo.....	42

ÍNDICE DE CUADROS

CUADROS

1. Cronograma de Actividades.....	51
-----------------------------------	----



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO Y
CÁLCULO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN TIPO L Y
MUROS DE CONTENCIÓN TIPO T ACORDE A LAS NORMAS
VENEZOLANAS COVENIN MINDUR 1753 Y COVENIN MINDUR 1756**

Autor: Torrealba Juan Vicente

Tutor: Ing. Pocaterra Alejandro

Fecha: Enero, 2018

RESUMEN

El propósito de la presente investigación tiene como objetivo principal elaborar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T de acuerdo a las normas venezolanas Covenin mindur 1753 y Covenin mindur 1756. Esta investigación estará basada en buscar una alternativa que permita brindar a los estudiantes de la Universidad José Antonio Páez que pronto ejercerán la profesión de Ingeniero Civil, un programa de cálculo estructural con un manual de procedimientos que contengan los criterios mínimos necesarios para lograr los diseños adecuados. Esto beneficiara a los estudiantes a entender y obtener conocimientos de una forma más resumida de la diagramación y cálculo estructural de los muros de contención tipo L y tipo T.

Descriptor: Programa de Cálculo Estructural, Diseño de Muros de Contención tipo L y tipo T, Muros.

INTRODUCCIÓN

Los muros de contención son estructuras que tienen como función principal mantener un nivel determinado de terreno entre dos masas de suelo. Están compuestos por dos elementos estructurales, el vástago del muro que es la parte de altura, es decir la pared y la cimentación que es la que le da la estabilidad al muro. A la hora de construir un muro de contención se debe estar muy seguro de que exista un diseño que respalde la seguridad del muro, ya que este puede estar ubicado en lugares donde proteja la vida de las personas como por ejemplo que retenga una masa de suelo a la par de una vivienda o el caso de que una vivienda dependa del muro para estar ubicada en cierto lugar determinado.

Es de suma importancia que a la hora de diseñar el muro de contención se sigan todos los lineamientos de las normas venezolanas vigentes, ya que con ello se asegura la obra civil, y protegemos el entorno que nos rodea.

El objetivo principal de este trabajo es, mediante, el programa Visual Basic desarrollar una herramienta de trabajo que realice el análisis de estabilidad y diseño estructural, tanto dimensionamiento como la colocación del acero, del vástago y la cimentación para muros de contención tipo L y muros de contención tipo T en concreto armado, al final del diseño el programa estará en capacidad de proporcionarnos una memoria de cálculo en donde aparezcan todos los parámetros que se consideraron para realizar el diseño del muro. Con esta herramienta se espera los estudiantes de la Universidad José Antonio Páez cuenten con una herramienta rápida y eficiente para el diseño de muros de contención tipo L y muros de contención tipo T.

El trabajo de grado está estructurado por cuatro capítulos, que abarca la totalidad de los pasos a seguir para lograr resultados óptimos de la investigación.

El Capítulo I comprende el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación y alcances al cual estará proyectado. El Capítulo II expone todas las bases teóricas, el cual define y describe todos los aspectos relacionados con el suelo y los muros de contención. El Capítulo III contempla una explicación de la metodología empleada para la elaboración del proyecto y los recursos utilizados. Y por último el Capítulo IV explica la selección y diseño del programa, abarcando la descripción de las formulaciones empleadas para el diseño y cálculo de los muros de contención tipo L y muros de contención tipo T.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

Existe una gran cantidad de conceptos y métodos generales para el diseño de muros de contención de tipo L y de tipo T la cual no se basa en una norma específica. De momento, es necesario filtrar esta información debido a que la facultad de Ingeniería en la Escuela de Civil de la Universidad José Antonio Páez no ha realizado investigaciones relacionadas con Programas de Cálculo Estructural para el Diseño de Muros de Contención tipo L y tipo T debido a la falta de interés dentro del área, lo que ha traído como consecuencia que estudiantes no cuenten con una herramienta de fácil manejo relacionado con las normas venezolanas vigentes.

Si bien es cierto, actualmente existe una amplia variedad de programas en el mercado para diversas actividades, a pesar de ello estas herramientas son económicamente inaccesibles para los estudiantes y requieren un adiestramiento previo debido a que son de uso complejo. Estas aplicaciones existentes en la ingeniería civil no manifiestan con precisión la direccionalidad del proceso de diseño y cálculo de muros de contención tipo L y muros de contención tipo T, lo que implica un recelo de los resultados obtenidos del programa.

Son varios los factores que provocan y caracterizan los movimientos por inestabilidad de un suelo, por un lado los relacionados con el material movable como la topografía, litología, estructura del suelo, entre otros., y por otro lado los externos o indirectos como la acción humana, sismos, características ambientales, humedad, entre otros. Es por ello que se debe tener en cuenta un buen Diseño y Cálculo estructural de Muros de Contención que tiene como función principal servir como elemento de contención para terrenos naturales o artificiales. Un muro puede también desempeñar una acción secundaria;

transmitir cargas al terreno, desempeñando la misma función que una cimentación.

En varias universidades a nivel mundial los estudiantes de ingeniería, diseñan sus mismos programas de cálculo para su uso intelectual y profesional. De manera que el objetivo principal del presente trabajo de investigación, es buscar una alternativa que permita brindar a los estudiantes de la Universidad José Antonio Páez que pronto ejercerán la profesión de Ingeniero Civil, un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de muros de contención de tipo L y tipo T acorde a las normas venezolanas Covenin mindur 1753 y Covenin mindur 1756 con un manual de procedimientos que contengan los criterios mínimos necesarios para lograr los diseños adecuados. Es importante señalar que es responsabilidad del ingeniero profundizar su investigación, según sea el caso, para calcular y detallar adecuadamente cada uno de los elementos de la estructura.

1.2. Formulación del Problema

¿Cómo diseñar y calcular las estructuras de muros de contención tipo L y tipo T de acuerdo a las normas venezolanas Covenin mindur 1753 y Covenin mindur 1756?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Elaborar un programa de cálculo estructural para el diseño y calculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T acorde a las normas venezolanas Covenin mindur 1753 y Covenin mindur 1756.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Determinar los métodos para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y muros de contención tipo T.

- Diseñar el cálculo estructural con ejemplos numéricos tomando en cuenta de acuerdo a las normas venezolanas Covenin mindur 1753 y Covenin mindur 1756.
- Realizar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de muros de contención tipo L y muros de contención tipo T.
- Comprobar la veracidad del programa comparando con otros cálculos ya existentes.
- Elaborar un manual de procedimiento que ayude al usuario a ejecutar la diagramación y el cálculo estructural muros de contención tipo L y muros de contención tipo T.

1.4. Justificación del Problema

La finalidad de este trabajo de grado es elaborar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de muros de contención tipo L y muros de contención tipo T, para que a partir de los manuales de procedimientos los estudiantes y profesionales de la escuela de ingeniería civil de la Universidad José Antonio Páez tengan una herramienta fundamental que los ayude a entender y obtener conocimientos de la diagramación y cálculo estructural de muros de contención tipo L y muros de contención tipo T. En la actualidad, este tipo de programa tiene un costo considerable en el mercado por lo que para en algunos casos es inaccesible económicamente adquirirlo, es por ello que esta herramienta de fácil manejo estará a la disposición de cualquier profesional o alumno sin algún costo. En el diseño del muro se seguirán todos los lineamientos establecidos por las normas venezolanas, para garantizarse la seguridad del diseño ya que a la hora de construir un muro de contención se debe estar muy seguro de que exista un diseño que respalde la seguridad del muro, ya que este puede estar ubicado en lugares donde proteja la vida de las personas como por ejemplo que retenga una masa de suelo a la par de una vivienda o el caso de que una vivienda dependa del muro para estar ubicada en cierto lugar determinado. Finalmente, con el desarrollo de esta herramienta se dotara al

usuario, de un programa de diseño de muros de contención rápido y eficaz, que le ayudará a disminuir el tiempo de trabajo en ese tipo de obras civiles.

1.5. Alcance

Este trabajo se limita en la elaboración de un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de muros de contención tipo L y tipo T siguiendo las normas venezolanas covenin mindur 1753 y covenin mindur 1756, diseñando en función de la geometría del muro requerido, condiciones del suelo de fundación y suelo de relleno, determinando el espesor mínimo del muro, calculando Base, Talón, Fuste, Corona y Puntera recomendables, analizando el diseño por flexión y chequeos por corte, calculando el acero de refuerzo longitudinal y de base, indicando la cantidad de acero tanto en la base como en el fuste del muro en función a la fórmula de la teoría de rotura, y verificación de dinteles (dentellón) de acoplamiento con el fin de diseñar el cálculo estructural y comprobar con ejemplos numéricos la veracidad del programa.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

Zavala Córdova, Luis Eduardo (2017), en su trabajo titulado: **“Desarrollo de una aplicación basada en Matlab para el cálculo de muros a gravedad, muros en volado o cantiléver, muros con contrafuerte”**, para optar por el título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica de Ambato, Ambato – Ecuador, desarrollaron una aplicación para el cálculo y el diseño de muros de contención utilizando la aplicación del programa MATLAB, el cual les permitió obtener resultados de forma rápida y segura, mediante el ingreso de datos como: dimensiones de los muros y características de los materiales. Los tipos de muros a realizar en este trabajo son: muros a gravedad, muros en volado o cantiléver y muros con contrafuertes.

Para desarrollar esta herramienta fue necesario realizar un análisis a los diferentes métodos de cálculo y diseño de muros de contención, aprobados por normas técnicas nacionales e internacionales, en base a este análisis eligió los métodos de cálculo y diseño que facilitaron la codificación del software. Así mismo, concluyó que con esta aplicación se reduce en un 75% el tiempo de diseño en estructura de contención, siendo una ganancia de tiempo.

De igual manera, Pacheco Pacheco, Johnny Javier (2014), en su trabajo titulado: **“Desarrollo de un programa o software libre para el diseño de muros ménsula”**, para optar por el título de Ingeniero Civil en la Universidad del Azuay, Cuenca – Ecuador, establece que los muros de contención en voladizo son los de uso más frecuente y económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los suelen ser la opción más adecuada. La forma o diseño más utilizada es la llamada T invertida, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte

posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento con un contra efecto y ancla al muro aumentando la fricción suelo-estructura en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Igualmente, Moreno Usinia, Estuardo Enrique (2014), en su trabajo titulado: **“Programa en Visual Basic para el cálculo y diseño de muros de contención y estribos”**, para optar por el título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Ecuador, Quito – Ecuador, establece que Los Muros de Contención y Estribos de Puentes son estructuras que han tenido una evolución en su diseño y construcción, siendo además los muros uno de los tipos de obras más comunes en la ingeniería utilizadas en edificaciones, caminos, obras hidráulicas, sanitarias, etc. El diseño de estas estructuras puede conllevar a realizar un gran número de repeticiones del cálculo hasta alcanzar las dimensiones más óptimas de estabilidad y seguridad, lo que se traduce en una gran cantidad de tiempo y esfuerzo empleados. Comenta que la mayor parte de herramientas informáticas no tienen un tratamiento especial para cada tipo de Muro, obteniendo resultados muy generales. Es por ello que con dicho trabajo creó una aplicación dentro de la herramienta informática Microsoft Excel para el diseño de estas estructuras, siguiendo normas y criterios vigentes en nuestro medio, optimizando dimensiones, reduciendo así los volúmenes de obra, el tiempo utilizado en el cálculo y al estar basada en Microsoft VBA pueda utilizarse en cualquier computador. La rapidez con la podemos cambiar los parámetros de diseño, analizar y comprobar resultados con poco esfuerzo, demuestra que el presente trabajo de graduación cumple con el objetivo general de crear un software, el cual optimice el tiempo de diseño de las estructuras expuestas.

Por último, Campos Castillos, Andrés (2010), en su trabajo titulado: **“Desarrollo de una herramienta digital para diseñar muros de contención en concreto y mampostería”**, para optar por el título de Ingeniero en Construcción en el Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago – Costa Rica,

expresa que para diseñar un muro de contención en su totalidad se recomienda siempre contar con el estudio de suelos respectivo de la zona, que indique todas las propiedades del terreno, como los factores de presión activa y pasiva, la densidad del suelo, la capacidad admisible entre otros. Ya que si no se cuenta con él, a la hora de calcular la capacidad última del terreno se utilizan métodos aproximados que en algunos casos no dan con la realidad de la capacidad del terreno. De igual manera menciona que, las herramientas digitales para cualquier diseño de algún elemento estructural son muy útiles ya que le permiten al usuario a obtener resultados y visualizar con mayor facilidad los problemas de ingeniería y resolverlos a corto plazo.

2.2. Bases Teóricas

El suelo es el elemento de mayor uso e importancia en la ingeniería civil ya que sobre este se apoyan todas las obras civiles construidas, además se lo utiliza como elemento de construcción como en el caso de terraplenes o como relleno en varias estructuras. El suelo es uno de los factores que más influye en el diseño y construcción de cualquier obra civil, por lo que el estudio de sus propiedades mecánicas es fundamental para brindar estabilidad y seguridad a la estructura. Debido a la gran variedad de suelos y su influencia en las obras civiles, se ha creado un área de la Ingeniería especializada en el estudio de las propiedades físico-químicas y mecánicas del suelo, como es el caso de la Mecánica de Suelos.

Los muros de contención son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo y deben su estabilidad principalmente a su propio peso y al peso del suelo que este situado directamente arriba de su base. Los muros de contención constituyen partes propias de muchas cimentaciones y su proyecto es una de las funciones del ingeniero especialista en cimentaciones. Al diseñar muros de contención, un ingeniero debe suponer algunas de las longitudes, lo que se llama proporcionamiento o pre dimensionamiento, que permite al ingeniero revisar las secciones de prueba de los muros por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

2.2.1. Consideraciones de Geotécnica

2.2.1.1. Propiedades físicas básicas de los suelos

En estado natural los suelos son sistemas de tres fases que contienen partículas sólidas, agua y aire, las cuales están mezcladas en forma natural, por lo que resulta difícil visualizar sus proporciones relativas. Por consiguiente, es muy conveniente considerar un modelo de suelo en el cual las tres fases se separan en cantidades individuales correspondientes a sus proporciones correctas.

Una vez definido un modelo de suelo básico, para el propósito del análisis y diseño en ingeniería, es necesario cuantificar las tres fases constituyentes y poder expresar las relaciones entre ellas en términos numéricos, dentro de las cantidades más importantes se tiene:

- **Relación de Vacíos**

La relación de vacíos se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos:

$$e = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen de sólidos}}$$

- **Porosidad**

Otra forma de expresar la cantidad de vacíos consiste en relacionar el volumen de vacíos con el volumen total:

$$n = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen total}}$$

- **Grado de Saturación:** La cantidad de agua en el suelo puede expresarse como una fracción del volumen de vacíos; esta fracción se conoce con el nombre de grado de saturación:

$$S = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen de vacíos}}$$

Para suelos completamente secos el grado de saturación es 0 y para suelos completamente saturados su grado de saturación es 1.

· **Peso específico de los sólidos:** La relación de la masa de un volumen de un material a la masa del mismo volumen de agua recibe el nombre de peso específico relativo de la materia:

$$W_s = G_s$$

describir los suelos por el tamaño de partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo. (Ver figura 1)

Nombre de la organización	Tamaño de grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (Limos y arcillas) <0.075	

Figura 1 Límites de tamaño de suelos

Fuente: Fundaciones y Cimentaciones, Braja M. Das

Las gravas son fragmentos de roca ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales. Las partículas de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespato aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales. Los limos son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas que son fragmentos de minerales micáceos. Las arcillas son principalmente partículas sub microscópicas en forma de escamas de mica.

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y sub grupos basados en su comportamiento ingenieril (distribución granulométrica, límite líquido y límite plástico). Los dos sistemas de clasificación principales de uso actual son:

• **Sistema de clasificación AASHTO**

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el Public Road Administration Classification System; El sistema de clasificación AASHTO, clasifica al suelo en ocho grupos principales: A-1 al A-8. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso, y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son materiales de grano fino. La turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos se clasifican en grupos A-8 y se identifican mediante una inspección visual.

El sistema AASHTO se emplea principalmente para la clasificación de las capas de pavimento en una carretera.

· **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS**

El sistema de clasificación SUCS, Unified Soil Classification System, lo propuso originalmente A. Casagrande en 1942 y más tarde lo revisó y adoptó el Unified States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers. El Sistema Unificado de Clasificación, clasifica a los suelos en dos amplias categorías, suelos de grano grueso y suelos de grano fino. En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico.

2.2.2. Teoría de empuje de suelo

Las estructuras de contención como los muros y estribos de puentes están diseñados para soportar las fuerzas que ejercen sobre ellos tanto el suelo de relleno como el suelo de cimentación.

Las presiones del suelo se incrementan o disminuyen en función de la deformidad que posee el elemento de contención. Cuando el elemento tiene una restricción al desplazamiento y la deformación de este al igual que del suelo de cimentación, son casi nulas, tenemos un empuje de suelo estático en reposo.

Al incrementarse el desplazamiento de la estructura de contención se puede producir el estado de equilibrio plástico o falla por corte generando el empuje de suelo estático activo.

Las presiones que el suelo ejerce sobre el muro están en función de su profundidad como si se tratara de un fluido. Para la determinación del empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, mediante fórmulas:

$$Ea = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K$$

Dónde:

H: Altura total de la estructura

γ : Peso específico del suelo

K: Coeficiente del estado estático de empuje del suelo

2.2.2.1. Empuje Activo del Suelo

Al romperse el estado en reposo por causa del deslizamiento de la estructura, el suelo tiende a expandirse lateralmente produciéndose la falla por corte y un hundimiento en el suelo que se presenta a lo largo del plano de falla, dicho plano va desde el pie de la estructura hasta la superficie libre del suelo.

La presión estática activa genera un empuje total Ea .

$$Ea = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) Ka$$

Dónde:

H: Altura total de la estructura

γ : Peso específico del suelo

Ka : Coeficiente activo del suelo

Este empuje total Ea al ser proporcional a la profundidad genera un diagrama de presiones triangular el cual tiene su punto de aplicación a dos tercios de la altura total de la estructura de contención.

El coeficiente activo Ka puede ser determinado por varios métodos como el Método de Coulomb, Método de Rankine, y Método de Terzaghi, cada uno toma diferentes parámetros o simplificaciones para su cálculo pero sus resultados están dentro de márgenes permitidos.

· **Teoría de Coulomb para suelos Granulares.**

Charles de Coulomb supone que la superficie de rotura se produce en el suelo, no a través de líneas logarítmicas sino de planos. Asumió que la fuerza que actúa en la espalda del muro es el resultado del peso de la cuña de suelo sobre una superficie plana de falla, limitada de un lado por el paramento, y del otro por una superficie plana, dicha cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido. La falla se produciría entonces a través de un plano potencial de rotura, lo cual no es cierto, pero permite calcular con rapidez el empuje. Por lo tanto, la teoría de Coulomb permite calcular problemas en los cuales el paramento no es vertical, y la superficie de relleno tiene cualquier forma.

La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo

La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo

(Ver figura 2)

El coeficiente K_a según Coulomb es:

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

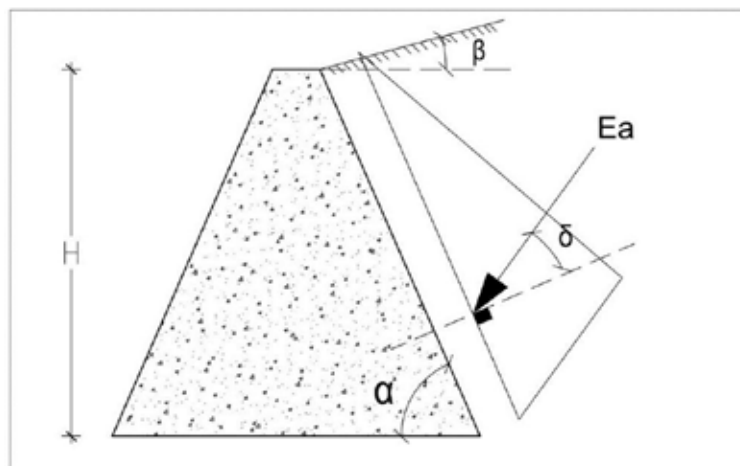


Figura 2, Presión activa sobre el muro

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres

Dónde:

α = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

β = Ángulo del relleno con la horizontal

δ = Ángulo de fricción suelo-muro

= Ángulo de fricción interna

El valor para δ puede variar de $\delta=1/2$ a $\delta=2/3$

($\delta=90^\circ$), la ecuación se reduce a:

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

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

ecuación se reduce a:

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

Dado que E_a

se obtienen adecuando la expresión (1.6) según Coulomb (Ver Figura 3)

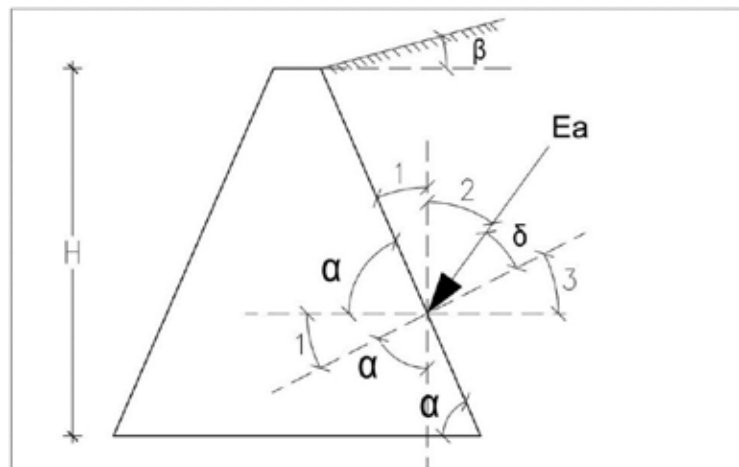


Figura 3, Cálculo de ángulo w para componentes de E_a

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres.

$$\begin{aligned} & \delta + \\ = & \delta + 2 & = & \delta \end{aligned}$$

Iguando las ecuaciones tenemos:

$$\delta_+ = 90 + \delta$$

$$\omega = 90 + \delta$$

Tenemos:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a \cos \omega$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a \sin \omega$$

Dónde:

E_a y E_{av} son las componentes horizontal y vertical del E_a .

Para valores de $\delta = 0$ y $\omega = 90^\circ$ el ángulo resulta $\omega = 90^\circ$, $E_a = E_{av}$ y $E_{av} = 0$

• Teoría de Rankine para Suelos Granulares.

Rankine hace referencia a las variaciones de tensiones que se producen en una masa de suelos, cuando se produce un relajamiento o un aumento de la tensión horizontal; considera esos dos casos extremos e impone ciertas condiciones de borde para un prisma elemental que se encuentra dentro de una masa semi-infinita.

La teoría de Rankine viene a ser un caso específico de la teoría de Coulomb, ya que esta teoría adopta parámetros específicos que simplifican la teoría de Coulomb. Los parámetros o hipótesis que se adoptan son:

- a) El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- b) No existe fricción entre el suelo y el muro.
- c) La cara interna del muro
- d) La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
- e) El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es

El coeficiente K_a según Rankine es:

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

ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen } \emptyset}{1 + \text{Sen } \emptyset} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

En el caso de empuje activo la influencia de β puede ignorarse en la práctica.

90°), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal. Las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión.

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot K_a \cdot \text{Cos } \beta$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot K_a \cdot \text{Sen } \beta$$

Para valores de: $\beta = 0^\circ$, resulta: $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$.

• **Teoría de Terzaghi**

Terzaghi y Peck formularon un sistema de cálculo para pequeños muros que llamaron semi-empírico. El método es aplicable sólo en muros de menos de 6 m de altura y únicamente a muros cuyo trasdós sostenga un relleno, el cual debe estar aceptablemente drenado.

La teoría se basa en la clasificación de los terrenos de relleno en cinco tipos, fácilmente identificables por simple inspección.

• **Clasificación de los terrenos.**

Los terrenos se clasifican en los cinco grupos siguientes:

- a) Suelos de grano grueso sin mezcla de finos, muy permeables (arena limpia o grava).
- b) Suelos de grano grueso, pero de pequeña permeabilidad, debido a la presencia de una cantidad apreciable de finos limosos.

- c) Suelos residuales compuestos de arena fina limosa, con materiales de grano grueso, incluso bolos, y bastante arcilla.
- d) Arcilla blanda o muy blanda, fangos orgánicos, o arcillas limosas.
- e) Arcilla media firme o fragmentada, protegida de toda fuente agua o de inundaciones que penetren en la arcilla.

El tipo 5 de suelo no se suele emplear como relleno por considerarlo de características altamente inestables si no se tiene un buen control del contenido de agua en su interior.

Para cada una de ellas dan un ábaco basado en las teorías del empuje de tierras y en las características medias de los terrenos que cada clase abarca, pero introduciendo correcciones para tener en cuenta los efectos de las variaciones de cohesión, etc.

Los casos prácticos más frecuentes en lo que se refiere a la disposición del terraplén y su sobrecarga pueden clasificarse en cuatro tipos:

- a) **Terraplén con superficie plana, horizontal o inclinada, sin sobrecarga.** La presión puede determinarse por la ecuación de Rankine que están en función de áng

$$Ea = (\frac{1}{2} * \gamma * H^2) * Ka * \cos\beta$$

$$Eav = (\frac{1}{2} * \gamma * H^2) * Ka * \sin\beta$$

- b) **Terraplén con superficie plana inclinada (ángulo β).** Se eleva desde la coronación del muro hasta una cierta altura, a partir de la cual, es horizontal, sin sobrecarga.
- c) **Terraplén con sobrecarga uniforme (q).** El incremento de la presión uniforme sobre el plano vertical del extremo de la estructura donde actúa el muro se calcula por la fórmula: (Ver Figura 4)

TIPO DE RELLENO	C
1	0,27
2	0,30
3	0,39
4	1,00
5	1,00

Figura 4: Coeficiente C para cada tipo de relleno según Terzaghi.

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres.

$$P=C \cdot q$$

Dónde:

P = Presión horizontal

C = Valor del coeficiente

q = sobrecarga uniformemente distribuida

d) Terraplén con carga lineal uniforme, paralela a la coronación del muro. En este caso utilizamos la misma ecuación anterior, teniendo en cuenta el punto de aplicación de la presión, ya que esta actúa en una inclinación de 40° respecto de la horizontal desde el punto de aplicación de la carga hasta que intercepte al respaldo. Si dicha inclinación no intercepta al respaldo de la estructura la carga no tendrá efecto en la misma.

En el caso de utilizar el suelo tipo 5, el valor de H a considerarse para los cálculos de empuje se debe reducir en 1.20 m y su trazo de palanca se encuentra a 1/3 de (H - 1.20 m).

2.2.2.2 Empuje Pasivo del Suelo

Cuando la estructura se desliza y empuja al terreno que esta contrario al deslizamiento, este terreno genera una reacción que contrarresta al movimiento de la estructura. Esta reacción al ser generada por el suelo comprimido alcanza el valor máximo de resistencia del suelo, a esta reacción se la llama Empuje Pasivo del Suelo E_p .

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_p$$

Dónde:

K_p : Coeficiente de Presión Activa

H: Altura total

Este Empuje Pasivo tiene una distribución de esfuerzos proporcional a la profundidad análoga a distribución del Empuje Activo, igual que esta, su punto de aplicación se encuentra a $2/3$ de la altura total.

De la misma manera que para el Coeficiente Activo, podemos calcular el Coeficiente Pasivo para suelos no cohesivos por el Método e Coulomb y por el Método de Rankine:

1. El coeficiente K_p adecuando la ecuación de Coulomb es:

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

2. De la misma forma adecuando la fórmula de Rankine obtenemos:

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

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Empuje Pasivo es igual a cero cuando el relleno sobre la puntera se pueda remover.

2.2.2.3. Empuje Sísmico del Suelo.

Al ocurrir un efecto extraordinario como lo es un movimiento sísmico, el empuje estático que el suelo ejerce sobre la estructura de contención sufre un incremento dinámico causado por la acción sísmica.

El diseño sísmico de la estructura deberá resistir el empuje estático del suelo y el incremento dinámico al mismo tiempo para garantizar su estabilidad y su integridad al ocurrir un evento extraordinario.

a) Incremento Dinámico de Presión por el efecto sísmico

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención. El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo.

El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

b) Incremento Dinámico del Empuje de Reposo

Si el suelo está en la condición de reposo, los efectos sísmicos incrementan la presión de reposo sobre la estructura. Según indica una propuesta de la Norma para el Diseño Sismorresistente de Puentes (1987), que se puede adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenadas superior en el tope del muro x_s , y ordenada inferior en la base del muro x_i . En la figura 4 se muestra un muro con diagrama de presión estática más incremento dinámico del empuje de reposo. (Ver Figura 5)

la base del muro y se determinará con la expresión:

A0 es la aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica de cada país, en Venezuela los valores de A0 son los indicados por la norma COVENIN 1756-98. (Ver figura 6)

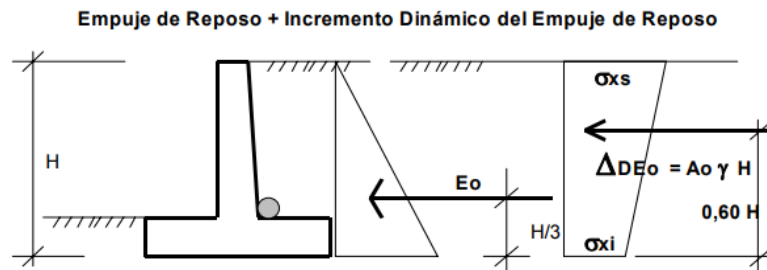


Figura 5, Empuje de Reposo

Fuente Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres

Zona	Ao (g)	Peligro Sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	
5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	
0	-	

Figura 6, Valores de Ao según la zona sísmica de Venezuela

Fuente: Fondonorma 2006.

c) Incremento Dinámico del Empuje Activo

Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del

El Eurocódigo 8 propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa K_{as} a partir de la fórmula de Mononobe-Okabe, este coeficiente incluye el efecto estático más el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a $2/3$ de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de

aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

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

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

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

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

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta)}$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right)$$

$$C_{sh} = 0,50 \cdot A_0$$

$$C_{sv} = 0,70 \cdot C_{sh}$$

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa.

C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

En la figura 7 se muestra un muro con diagramas de presión estática más el incremento dinámico del empuje activo con sus respectivos puntos de aplicación.

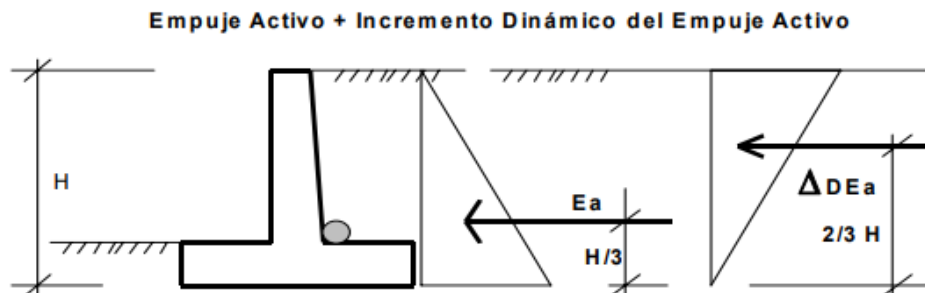


Figura 7, Empuje activo más incremento dinámico del empuje activo

Fuente: Texto Obras Civiles, Ing. Jaime Hidalgo R.

2.2.3. Muros de contención

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía. Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho.

De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano. A diferencia de aquellos que forman parte de estructuras como los muros de sótanos, los muros de contención autoportantes son de varios tipos y los más comunes se ilustran en la figura 8. El muro de gravedad contiene la tierra trabajando únicamente con su peso propio. El muro de concreto reforzado en voladizo consta de un cuerpo vertical que contiene la tierra y se mantiene en posición gracias a la zapata o losa base. En este caso, el peso del relleno por encima del talón, además del peso propio del muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Puesto que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Para reducir los momentos flectores en muros verticales de gran altura, se utilizan contrafuertes espaciados entre sí a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro.

Determinar cuál de los tres tipos de muros de contención es el más apropiado depende de una variedad de condiciones como la disponibilidad local, el precio de los materiales de construcción y los derechos de propiedad. En general, los muros de gravedad son económicos sólo para muros relativamente bajos, probablemente hasta unos 10 pies. Los muros en voladizo son económicos para alturas entre 10 y 20 pies, mientras que los muros con contrafuertes se utilizan para alturas mayores. (Ver Figura 8)

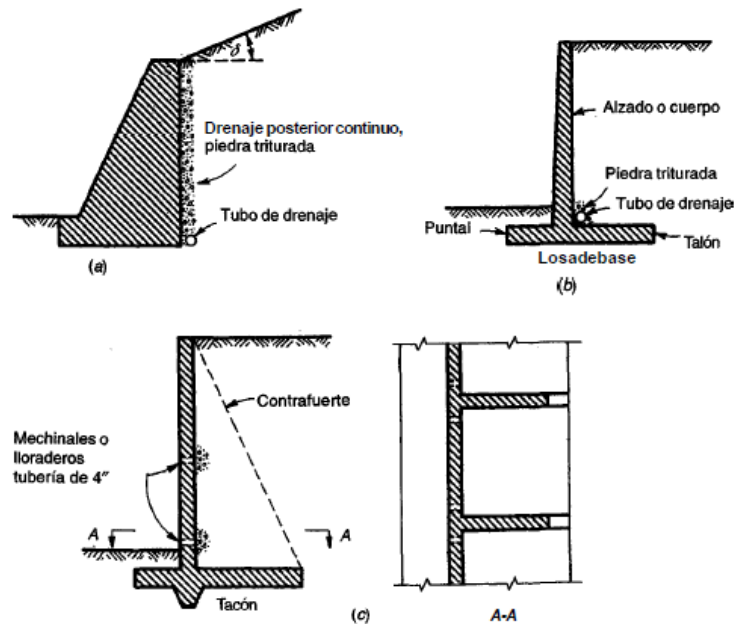


Figura 8, (a) muro de gravedad; (b) muro en voladizo; (c) muro con contrafuertes

Fuente: Texto Muros de Retencion, Ing. Carlos Llopiz.

2.2.3.1. Tipos de muros de contencion

a) Muros de contencion de gravedad

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura 7 se muestran algunas secciones de ellas. Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones.

La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra

el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles. (Ver Figura 9)

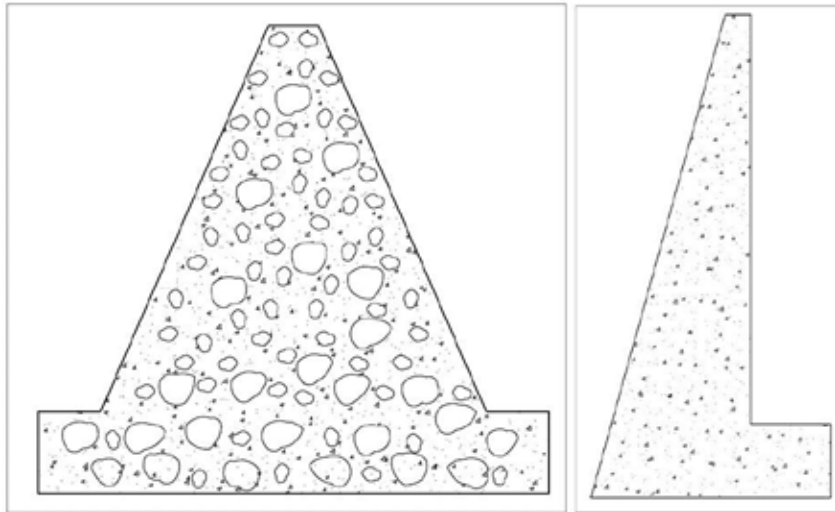


Figura 9. Formas de muros de gravedad

Fuente: Texto Obras Civiles, Ing. Jaime Hidalgo R.

b) Muros de contención en voladizo o cantiléver

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura 8 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

La forma más usual es la llamada T (Ver Figura 10) base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento. Sin embargo, también se puede conseguir de la forma L (Ver Figura 11).

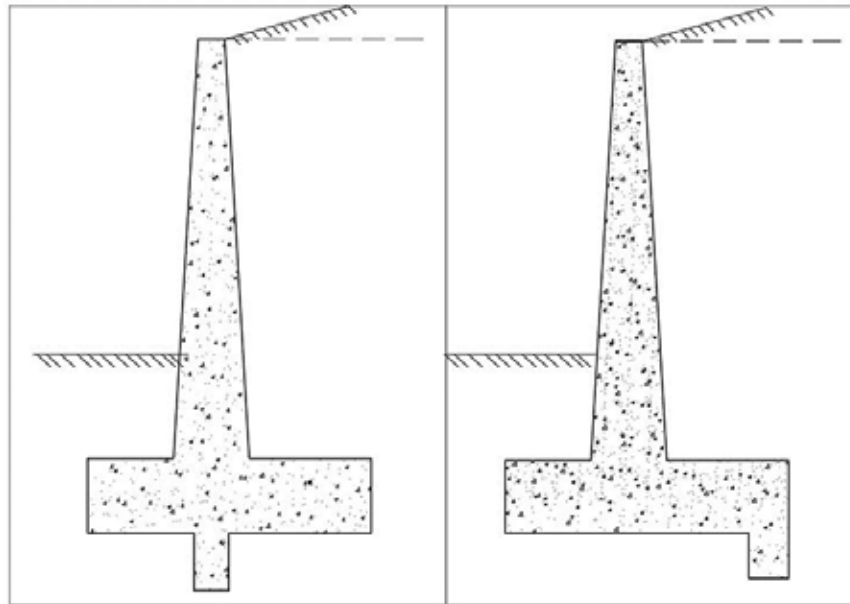


Figura 10. Forma T de muro en cantiléver

Fuente: Texto Obras Civiles, Ing. Jaime Hidalgo R

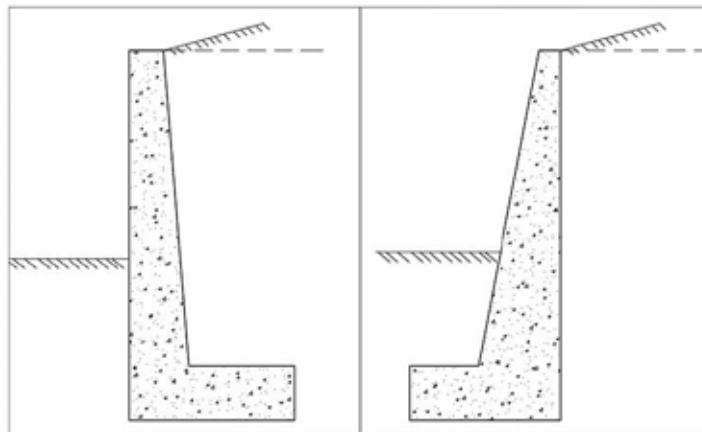


Figura 11. Forma L de muro en cantiléver

Fuente: Texto Obras Civiles, Ing. Jaime Hidalgo R.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de $(1/10)$ de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm.

El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura del muro.

c) **Muros con contrafuertes**

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

En la figura 12, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

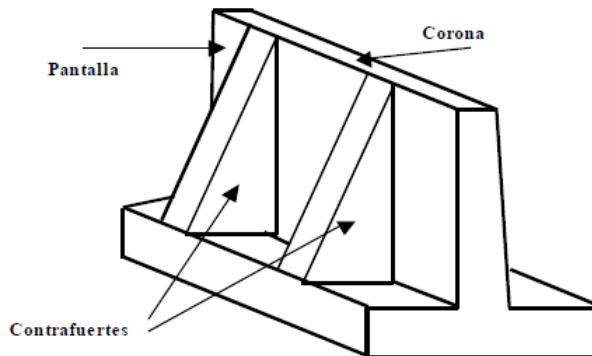


Figura 12. Muro de contención con contrafuertes.

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres

2.2.4. Metodología de cálculo

2.2.4.1. Predimensionado

El predimensionado de los muros de contención en voladizo se hace en función de la altura H del muro, pueden ser necesarias varias iteraciones si se pretende lograr la estabilidad y la optimización de la estructura. En la figura 11 se indican las recomendaciones para el predimensionado de muros en voladizo en general, el diseñador puede proponer dimensiones razonables según su experiencia, dimensiones que luego deberá verificar.

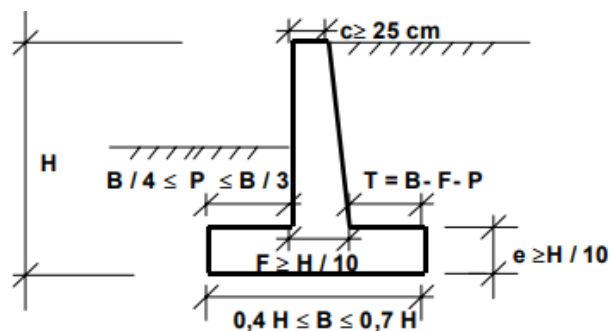


Figura 13. Predimensionado de un muro en voladizo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres

Donde, F espesor del fuste o pantalla en la base, e espesor de la base o zapata, P puntera de la base, T el talón de la base, c espesor de la corona del muro.

a) **Estabilidad del muro**

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

2.2.4.2. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida R_s , la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$\frac{R_n}{FS}$$

R_n = Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

R_{adm} = Resistencia admisible.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interface suelo-muro.

a) Estabilidad al volcamiento y deslizamiento

La Norma COVENIN-MINDUR 2002-88, fijó, para verificar la estabilidad al sin embargo, la Norma COVENIN-MINDUR 1756-98 (Rev. 2001) establece que para combinaciones donde se inc la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes M_e , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento M_v , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS_v , esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FS_d , esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5$$

$$F_r = \mu (R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p$$

$$\mu = \tan \delta$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) \cdot c$$

Donde, F_r es la fuerza de roce, E_h es componente horizontal del empuje, R_v es la resultante de las fuerzas verticales, E_v es la componente vertical del empuje, B es el ancho de la base del muro, c' es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, c es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, E_p es el empuje pasivo (si el

coeficiente de fricción suelo-
datos precisos, puede tomarse:

-muro, a falta de

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \phi \right)$$

b) Presiones de contacto

por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}}$$

$FS_{cap. Portante}$ es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este

qu

una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se

sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 15 a 18 según sea el caso. En la figura 13 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

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

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

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)}$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

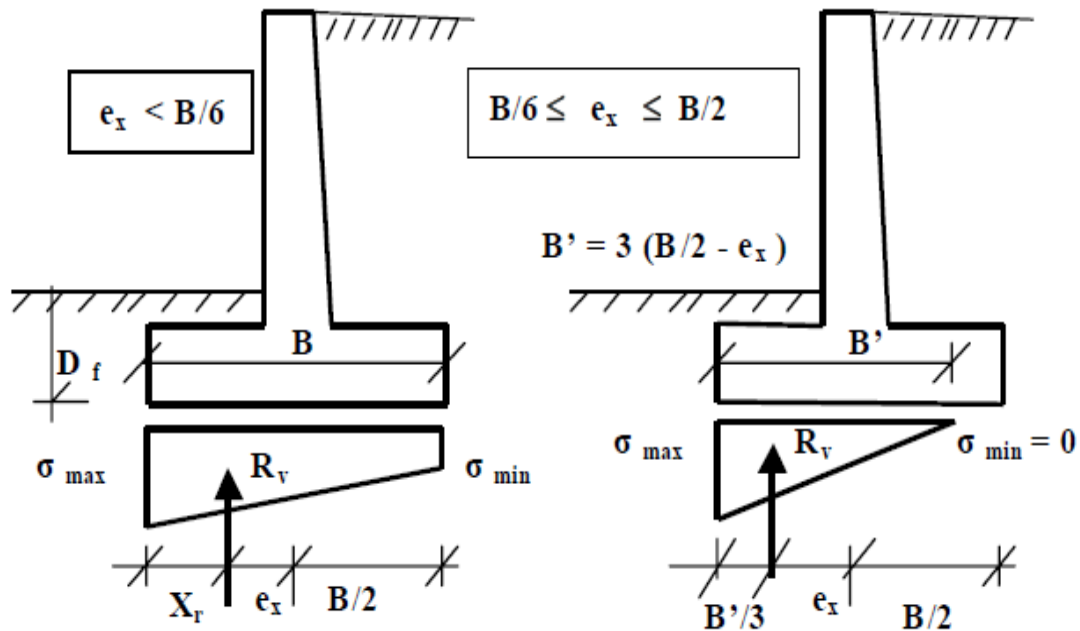


Figura 14, Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Ing. Rafael Torres

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

- La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
- La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación D_f , no será menor de 60 cm en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la D_f no será menor de 120 cm.

En zonas donde la temperatura llega a alcanzar valores bajo cero grados centígrados, la profundidad de fundación debe ser suficiente para evitar los movimientos producidos por la congelación y el deshielo del agua contenida en el suelo, este fenómeno ocurre más intensamente en la superficie de suelo, decreciendo con la profundidad.

La base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen

arcillas expansivas. En muchos casos es necesario fundar a profundidades mayores que los valores mínimos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención.

Los sismos aplican cargas dinámicas de corta duración a las fundaciones, las altas tasas de deformación unitaria asociadas a este tipo de carga, pueden inducir efectos que modifican la resistencia al corte. En general, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la tasa de aplicación de la carga, por lo que la capacidad admisible es mayor para cargas dinámicas que para cargas estáticas, esta propiedad puede ser utilizada en el análisis y diseño de muros de contención cuando se empleen cargas sísmicas.

Particular atención debe tenerse cuando se trate de arenas sueltas saturadas, el problema de licuación o licuefacción es precedente al de capacidad de carga. Cuando se vibra una arena seca o húmeda, ésta se densifica, pero si está saturada, la tendencia a disminuir el volumen incrementa la presión de poros, si esta se hace igual a la presión total resulta en esfuerzos efectivos nulos, en consecuencia la resistencia al corte se pierde completamente, transformándose la arena en un fluido (arena movediza).

El fenómeno de la licuación es una de las causas de daños a estructuras durante los terremotos, hundiéndose o asentándose estructuras completas en el subsuelo. Este fenómeno ocurre en arenas finas poco densas, con valores del ensayo de penetración normal (SPT) menores de 25 golpes / pie, y con un 10% de sus granos con diámetros entre 0,01 y 0,25 mm.

Se recomienda que las capas de suelo potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte, a menos que sean tratadas debidamente para minimizar dicho efecto. Una técnica comúnmente utilizada es la de densificación de las capas de suelo, o el uso de fundaciones profundas tipo pilotes, que evitan los asentamientos o fallas durante un terremoto.

2.2.4.3. Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente

Las estructuras y elementos estructurales se diseñaran para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará para cargas y fuerzas mayoradas y según las combinaciones que se estipulen en las normas.

El método de diseño del Código ACI y aceptado por la mayoría de nuestras normas es el llamado diseño a la rotura o del Estado Límite de Agotamiento Resistente, el cual mayorada las cargas de servicio para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia nominal reducida por un factor de minoración

El método del Estado Límite de Agotamiento Resistente o de diseño a la rotura, el factor de seguridad se incorpora de dos formas, la primera a través de la mayoración de cargas de servicio por medio de factores de carga y la segunda por

Las cargas o solicitaciones multiplicadas por los factores de carga se les denominan cargas o solicitaciones últimas de diseño U, la carga o solicitación U será la mayor de las siguientes combinaciones, o la que produzca el efecto desfavorable:

Muerta y viva:

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV$$

Muerta, viva y empuje de tierra:

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV + 1,6 CE$$

$$U = 0,90 CP + 1,6 CE$$

Muerta, viva, empuje de tierra y sismo:

$$U = 1,1 CP + CV + ED \pm S$$

$$U = 0,90 CP + ED \pm S$$

CP es el efecto debido a las cargas permanentes, **CV** el efecto debido a cargas variables,

S es el efecto debido a las acciones sísmicas diferentes al empuje del terreno, pero considerando la fuerza inercial del muro, **CE** el efecto estático del empuje de tierra y **ED** el efecto dinámico del empuje de tierra.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto de los muros de contención empleando el método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

a) Estabilidad al volcamiento y deslizamiento

La estabilidad al volcamiento se determina por medio de la siguiente ecuación, 0,70 representa aproximadamente el inverso del factor de seguridad de 1,5 utilizado en el método de esfuerzos admisibles.

$$\frac{\sum M_u}{\sum M_n} = 0,70$$

$\sum M_u$ = Sumatoria de momentos últimos actuantes.
 $\sum M_n$ = Sumatoria de momentos últimos resistentes.

Por el método del estado límite de agotamiento resistente se debe verificar que las fuerzas horizontales originadas por el empuje de tierras, no excedan las fuerzas resistentes al deslizamiento dada por la siguiente ecuación:

$$V_u \leq N_u + c A$$

V_u = Fuerza de corte última horizontal resultante de los empujes de tierra y de la fuerza inercial del muro.

N_u = Fuerza última normal al área de contacto, resultante de pesos, cargas y sobrecargas que actúan simultáneamente con V_u .

A = Área de contacto de la fundación, para una longitud de muro unitaria es igual a B .

b) Presiones de contacto

Las presiones últimas de contacto que no deben exceder la capacidad de soporte última resistente del suelo de fundación q_{ult} :

$$q \leq q_{ult}$$

c)

Es un factor de seguridad que provee de cierto margen de reserva de resistencia a la sección, de manera que permite prever posibles fallas del comportamiento estructural de la pieza, del control de calidad en la fabricación, de estimaciones y uso de cargas y sobrecargas.

En la figura 15 Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural. (Ver figura 15)

Tipo de Solicitación	
Flexión sin carga axial	0,90
Flexión En Ménsulas	0,75
Tracción axial	0,90
Corte y Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	0,65
Flexión de concreto sin armar	0,55
Compresión axial con o sin flexión:	
Columnas zunchadas	0,70
Columnas con estribos	0,65

Figura 15.

Fuente: Fondonorma 2006

2.2.4.4. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

a) Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo–muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. En la figura 14, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2.H_d$ medida

desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

b) Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.

c) Hacer uso del empuje pasivo E_p , su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

Generalmente se considera más efectivo el uso del dentellón que el aumento del tamaño de la base. Para el mismo volumen de concreto, resulta la segunda alternativa más económica. La excavación para el dentellón, es posible que se altere el subsuelo, originando en algunos casos más daño que provecho.

Si el dentellón es muy corto, se corre el riesgo de sobrestimar la fuerza de roce adicional, por esta razón, la fuerza de roce adicional lograda por el uso del dentellón, no puede ser mayor que el empuje pasivo generado frente él; bajo ésta circunstancia, esta fuerza puede determinarse solamente evaluando la resistencia pasiva.

Si el muro de contención se apoya sobre un suelo rocoso, el uso del dentellón resulta ser un medio muy efectivo para generar resistencia adicional al deslizamiento.

2.2.4.5. Verificación de la resistencia al corte y flexión de los elementos que componen el muro (pantalla y zapata)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

La verificación se basa en cargas mayoradas, utilizando los coeficientes que factoran las cargas propuestos por el código ACI, indicados anteriormente en el Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

2.2.4.6. Verificación de los esfuerzos de corte

La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$V_u \leq V_n$$

Donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia al corte nominal calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde, V_c es la resistencia al corte proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se estila colar acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$.

El código ACI 318S-05, indica que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto en Kg/cm², b_w es el ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho, $b_w = 100$ cm, d es la altura útil medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

La Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural, indica que la resistencia al corte para miembros sometidos únicamente a corte y flexión es similar a la propuesta por el código ACI 318S-05:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

La altura útil d depende directamente del recubrimiento mínimo, que es la protección de concreto para el acero de refuerzo contra la corrosión. El código ACI 318S-05, indica que al acero de refuerzo se le debe proporcionar el recubrimiento mínimo de concreto indicado en la tabla 6.

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, se debe aumentar adecuadamente el espesor de la protección de concreto, y tomar en cuenta

la densidad y no la porosidad del concreto de protección, o proporcionar otro tipo de protección

Características del ambiente	Recubrimiento mínimo en cm
Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	7,5
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima	
Varillas del # 6 al 18	5
Varillas del # 5 o 1 y menores	4
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo	
Losas, Muros, Nervaduras	
Varillas del # 14 al 18	4
Varillas del # 11 o menores	2
Vigas, columnas	
Refuerzo principal, estribos y espirales	4
Cascarones y placas plegadas	
Varillas del # 6 o mayores	2
Varillas del # 5 o menores	1,5

Figura 16, Recubrimientos mínimos de concreto para el acero de refuerzo

Fuente: Fondonorma 2006

2.2.4.7. Verificación de los esfuerzos de flexión

La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_n$$

M_u es el momento flector mayorado en la sección considerada y M_n es el momento nominal resistente.

En elementos sujetos a flexión el porcentaje de refuerzo en tensión o cuantía de

a condición de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial.

flexión está limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

A_s es el área de acero de refuerzo en tensión en cm², **b** el ancho de la cara en compresión del elemento en cm, y **d** la altura útil en cm.

La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal, cuando el acero de refuerzo por tensión alcanza la deformación ϵ_s correspondiente a su resistencia especificada a la fluencia **F_y**, al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación de rotura supuesta $\epsilon_c = 0,003$.

Profundidad del eje neutro para la condición balanceada **c_b**:

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \cdot d$$

Para aceros de $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ y con el módulo de elasticidad **E_s = 2.100.000 Kg/cm²**, se tiene que la deformación de fluencia es de $\epsilon_s = 0,002$. Sustituyendo en la ecuación (36) resulta:

$$c_b = 0,60 \cdot d$$

El esfuerzo del concreto de $0,85 \cdot f'_c$ se supondrá distribuido en la zona de compresión equivalente (diagrama de Whitney) tal como se muestra en la figura 15, limitado por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia **a_b** conocida como profundidad del bloque de compresión balanceado, medida a partir de la fibra de deformación máxima de compresión.

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,85 & \text{para } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ \beta_1 = 1,05 - \frac{f'_c}{1400} & \text{para } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Para concretos con resistencia $f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$:

$$a_b = 0,85 \cdot c_b = 0,51 \cdot d$$

En un elemento de sección transversal rectangular, el equilibrio de fuerzas horizontales en la sección balanceada, Compresión = Tracción, se obtiene para las condiciones máximas:

En zonas no sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión **a_{max}**:

$$a_{\max} = 0,75 \cdot 0,51 \cdot d = 0,3825 \cdot d$$

En zonas sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión a_{\max} :

$$a_{\max} = 0,50 \cdot 0,51 \cdot d = 0,255 \cdot d$$

El momento nominal resistente M_n :

$$M_n = C \cdot z$$

C es la fuerza de compresión máxima, z el brazo de palanca entre la fuerza de compresión y la fuerza de tracción, tal como se puede observar en la figura 15.

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a_{\max}$$

$$z = d - \frac{a_{\max}}{2}$$

En zonas no sísmicas:

$$M_n = 0,263 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2$$

En zonas sísmicas:

$$M_n = 0,189 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,263 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}}$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}}$$

2.3. Definición de Términos Básicos

- a. **Suelo:** parte superficial de la corteza terrestre, biológicamente activa, que proviene de la desintegración o alteración física y química de las rocas y de los residuos de las actividades de seres vivos que se asientan sobre ella.
- b. **Concreto:** es un material compuesto empleado en construcción, formado esencialmente por un aglomerante al que se añade partículas o fragmentos de un agregado, agua y aditivos específicos.
- c. **Concreto armado:** es el concreto en el que el acero se incrusta de tal manera que los dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia.
- d. **Muro de contención:** tipo estructura de contención rígida, destinada a contener algún material, generalmente tierras.
- e. **Zapata:** cimentación superficial aislada, que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o alta
- f. **Flexión:** deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.
- g. **Momento:** es la capacidad de dicha fuerza para producir un giro o rotación alrededor de un punto
- h. **Corte:** fenómeno de compresión y cizallamiento que se produce sólo cuando la tensión total generada por el corte aplicado excede la resistencia a la rotura del material del objeto a cortar
- i. **Ductilidad:** capacidad de aquellos materiales que, bajo la acción de una fuerza, pueden incursionar en el rango inelástico sin llegar a romperse.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Según Tamayo y Tamayo (2003), “la metodología constituye la medula del plan; se refiere a la descripción de las unidades de análisis o de investigación, técnicas de observación y recolección de datos, los instrumentos, los procedimientos y las técnicas de análisis”. Para el caso de estudio cuyo objetivo se orientó en elaborar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T. Se definen los siguientes aspectos:

3.1. Tipo de Investigación

Según Balestrini (2002, p. 9), los proyectos factibles son aquellos proyectos o investigaciones que proponen la formulación de modelos, sistemas entre otros, que dan soluciones a una realidad o problemática real planteada, la cual fue sometida con anterioridad o estudios de las necesidades a satisfacer.

De lo antes mencionado se puede señalar que la investigación es un proyecto factible, ya que consiste en elaborar un programa en AngularJS de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T acorde a las normas venezolanas Covenin Mindur 1753 y Covenin Mindur 1756.

3.2. Diseño de la Investigación

Arias, (2006, p. 134), señala: “Que se trata de una propuesta de acción para resolver un problema práctico o satisfacer una necesidad. Es indispensable que dicha propuesta se acompañe de una investigación, que demuestre su factibilidad o posibilidad de realización”.

El presente proyecto de investigación se considera documental porque se analizaron sistemas de información utilizados actualmente, a través de textos, manuales y fuentes digitales para obtener o establecer relaciones y diferencias entre estos sistemas y el propuesto

3.3. Nivel de Investigación

Según lo señalado por Hurtado (2006), “la investigación alcanza un nivel comprensivo de carácter descriptivo; es decir, que se estudia el evento en su relación con otros eventos y se caracteriza dentro de un contexto particular, captando la presencia del evento, enumerando sus características y describiendo el desarrollo o los procesos de cambio a lo largo del tiempo”. Es decir, a partir de la descripción de los lineamientos y la definición de las metodologías de diseño se realizó un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T, aportando una valiosa información a la comunidad universitaria e ingenieril Venezolana con respecto al diseño y cálculo estructural de dichos muros.

3.4. Población y Muestra

Población

Se entiende por población “el conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio”. (Arias, 2006)

Por lo anteriormente expuesto, se delimitará como población para esta investigación a todos los estudiantes de ingeniería civil y profesionales ingenieros que puedan beneficiarse de lo propuesto en esta investigación.

Muestra

Enfocándose en ‘Muestra’, Sabino (1992), define el termino como la “parte del todo que llamamos universo y que sirve para representarlo”.

Por lo mencionado la muestra son Ejercicio sobre muros en volado o cantiléver, análisis estático y dinámico para lo cual se utilizaron casos de eventos.

3.5. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.

Arias (1999), manifiesta que “las técnicas de recolección de datos son las distintas formas de obtener información”. La manera en la que se extraerán los datos

para la ejecución de este proyecto será mediante la: Observación directa, registro y formalización de la observación. Según Arias (2006) define la Observación como “una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos preestablecidos”. De esta manera este los ejercicios a resolver serán desarrollados mediante dos métodos: de forma manual, y con la aplicación para posteriormente realizar un análisis con los resultados obtenidos.

3.6. Fases Metodológicas

Fase I: Determinar los métodos para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T

Actividad: En esta fase se define el método para el desarrollo del diseño y cálculo estructural de fundaciones directas. Los métodos aplicados son los siguientes:

- Diseño de Muros de Contención Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio.

Fase II: Diseñar el cálculo estructural con ejemplos numéricos tomando en cuenta los métodos y las normas vigentes.

Actividad: Dentro de esta fase se realizó la elaboración de una hoja de cálculo por Excel con los dos casos de diseño y calculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T tomando en cuenta las normas vigentes.

Fase III: Realizar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de muros de contención tipo L y tipo T.

Actividad: Para esta fase se tomó el lenguaje programático AngularJS para el desarrollo del programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T en base a las hojas de cálculo y normas vigentes.

Fase IV: Comprobar la veracidad del programa comparando con otros cálculos ya existentes.

Actividad: Una vez desarrollado el programa de cálculo estructural se comparó con programas de cálculo de alta veracidad y hojas de cálculo ya existentes en el ente laboral.

Fase V: Elaborar un manual de normas y procedimiento que ayude al usuario a ejecutar la diagramación y el cálculo estructural muros de contención tipo L y tipo T.

Actividad: Por último en esta fase se elaboró un manual de normas y procedimiento donde especifica cada paso y ejecución que arroje el programa.

CAPÍTULO IV

Seguido de haber planteado el objetivo general y los objetivos específicos, de haber investigado la información relacionada al marco teórico y haber expuesto las fases del marco metodológico de la investigación se debe proceder a presentar el registro de los datos obtenidos al aplicar el protocolo de este trabajo de grado.

4.1. Determinar los métodos para el diseño y cálculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor a la resistencia requerida R_s , la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas Covenin Mindur 1753-2006 y 1756-98 (REV 2001)

La norma Covenin 1753-98 (REV 2001) comenta que se debe realizar un Análisis Pseudoestático de los muros de sostenimiento (contención) Cuando se utilicen métodos basados en equilibrio de fuerzas, el empuje dinámico deberá calcularse considerando el comportamiento entre el muro y el material sostenido. Adicionalmente, si el material detrás del muro está saturado durante las condiciones de servicio, se incluirá el efecto hidrodinámico en el análisis. A continuación Se aplicará el Método del Estado Límite de Servicio para verificar con el pre dimensionado la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y se determinan las presiones de contacto suelo-muro, para los dos casos de carga siguientes:

Caso 1. Empuje de tierra + sobrecarga.

Caso 2. Empuje de tierra + sismo

En el método de los Esfuerzos Admisibles ó Estado Límite de Servicio, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas venezolanas.

Para estudiar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento la Norma Covenin Mindur 1756-2001 establece que para todos los casos pseudoestáticos . Sin embargo, La Norma Covenin Mindur 2002-88, fijó que, para para todas las combinaciones de carga. Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes **Me**, producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento **Mv**, producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento **FSv**, esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$Fsv = \frac{Me}{Mv} \quad 1,5$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento **FSd**, esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FSd = \frac{Fr}{E} \quad 1,5$$

$$Fr = \mu(Rv + Ev) + c' B - Ep$$

$$\mu = \tan \delta$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) c$$

Donde, **Fr** es la fuerza de roce, **Eh** es componente horizontal del empuje, **Rv** es la resultante de las fuerzas verticales, **Ev** es la componente vertical del empuje, **B** es el ancho de la base del muro, **c'** es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, **c** es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, **Ep** es el empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible, no se debe tomar en cuenta este empuje), μ es el coeficiente de fricción suelo-muro, δ el ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede tomarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \right)$$

Se verifica la presión de contacto donde La capacidad admisible del suelo de fundación debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\sigma_{max}}{FScap.portante}$$

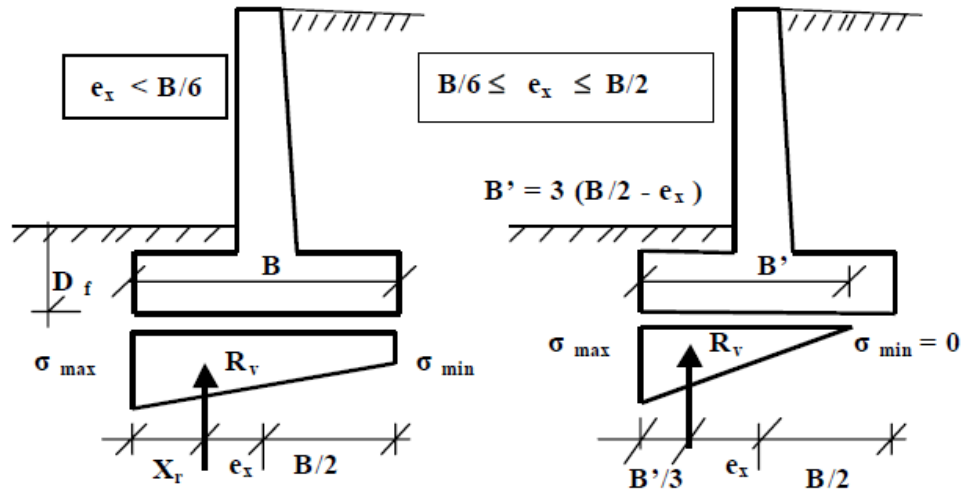
FScap.portante es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, FScap. , y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, FScap. . En caso que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, en condiciones sísmicas y postsísmicas, conforme

al Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756 cuando se consideren las combinaciones de cargas en el Estado Límite de Servicio, en las cuales estén presentes los efectos sísmicos o de viento, la capacidad portante admisible del suelo se incrementará en un 33%.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 15 a 18 según sea el caso. En la figura siguiente se muestran ambos casos de presiones de contacto:

Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación



$$e_x = \left(\frac{B}{2} X_r \right)$$

$$X_r = \frac{Me + Mv}{Rv}$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: $e_x < B/6$

Entonces:

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B} \left(1 + \frac{6 e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} \left(1 - \frac{6 e_x}{B} \right)$$

Si: $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$

$$\sigma_{max} = \frac{2 Rv}{3 \left(\frac{B}{2} + |ex| \right)}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

Para dimensionar la base del muro pueden ser muy útiles estos dos criterios:

- La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
- La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación D_f , no será menor de 60 cm en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la D_f no será menor de 120 cm.

La base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen arcillas expansivas. En muchos casos es necesario fundar a profundidades mayores que los valores mínimos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención.

Los sismos aplican cargas dinámicas de corta duración a las fundaciones, las altas tasas de deformación unitaria asociadas a este tipo de carga, pueden inducir efectos que modifican la resistencia al corte.

En general, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la rata de aplicación de la carga, por lo que la capacidad admisible es mayor para cargas dinámicas que para cargas estáticas, esta propiedad puede ser utilizada en el análisis y diseño de muros de contención cuando se empleen cargas sísmicas.

Los sismos aplican cargas dinámicas de corta duración a las fundaciones, las altas ratas de deformación unitaria asociadas a este tipo de carga, pueden inducir efectos que modifican la resistencia al corte. En general, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la rata de aplicación de la carga, por lo que la capacidad admisible es mayor para cargas dinámicas que para cargas estáticas, esta propiedad puede ser utilizada en el análisis y diseño de muros de contención cuando se empleen cargas sísmicas.

Se recomienda que las capas de suelo potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte, a menos que sean tratadas debidamente para minimizar dicho efecto. Una técnica comúnmente utilizada es la de densificación de las capas de suelo, o el uso de fundaciones profundas tipo pilotes, que evitan los asentamientos o fallas durante un terremoto.

4.2. Diseñar el cálculo estructural con ejemplos numéricos tomando en cuenta los métodos y las normas vigentes

Ya habiendo definido el tipo de método de aplicación pseudoestático se realizó la elaboración de una hoja de cálculo por Excel con los dos casos de diseño y calculo estructural de muros de contención tipo L y tipo T tomando en cuenta las normas vigentes las cuales en cada etapa del proceso metodológico se hace una anotación de los capítulos de las normas Venezolanas.

Cálculo del Problema:

Datos para el cálculo, obtenidos de un estudio de suelo previo y zonificación mediante la norma venezolana Covenin Mindur 1756-98 Rev 2001 (Mapa de Zonificación de Funvisis)

	$\emptyset =$								
	$\emptyset =$								

La norma Covenin Mindur 1756-98 Rev 2001 reseña que: A los fines de la aplicación de esta Norma, el país ha sido dividido en ocho zonas. Estas se indican en el Mapa de la Figura 4.1

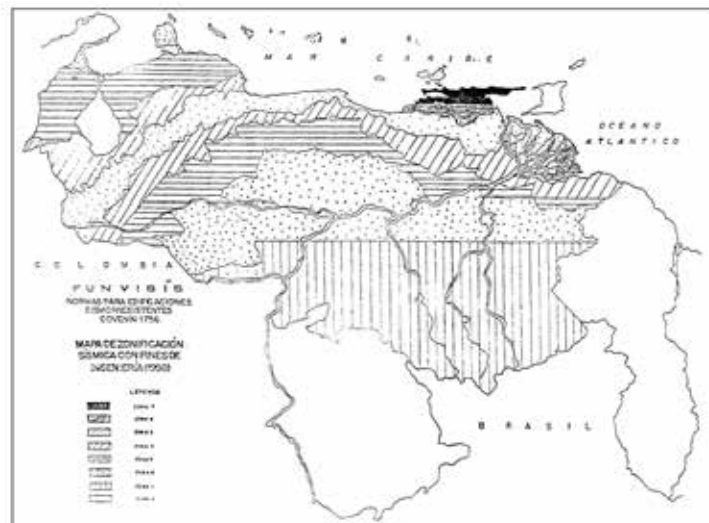


FIGURA 4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN

TABLA 4.1
VALORES DE A_s

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_s
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

Pre dimensionado del muro:

La norma Covenin Mindur 1756-98 Rev 2001 seccion 11.5.1 requiere la clasificación del muro, este es un muro de Contencion en Cantielever llamado “T” el cual trabajo como viga en Voladizo, empotrado en una zapata inferior.

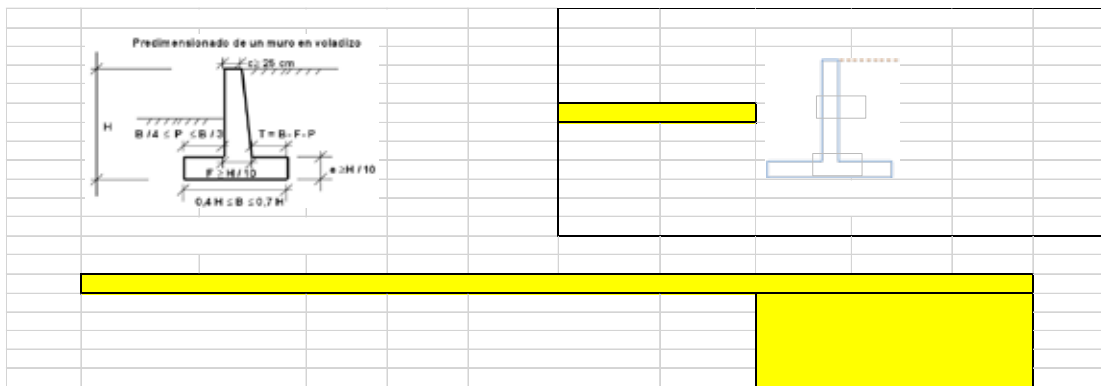
Covenin Mindur 1753-2006 seccion H-14.2.1 Dimensiones reza que: Los muros han demostrado que cuando se dispone racionalmente en un arreglo estructural aportan con eficiencia resistencia, rigidez y rentabilidad de espacio. Entre otros aspectos esta racionalidad implica que:

- a.** Se distribuyan, en lo posible, con sus direcciones más resistentes en igual número en cada dirección.
- b.** Procurar configuraciones simétricas en cada dirección.
- c.** Distribuir regularmente en el perímetro de la estructura.
- d.** Mantener constante la sección en toda la altura.
- e.** Evitar discontinuidades geométricas sobre todo en los pisos inferiores donde la demanda de rigidez, resistencia y disipación de energía es mayor.

Estos aspectos se cumplen al momento de establecer parámetros de base, talón, puntera, espesor y fuste del muro.

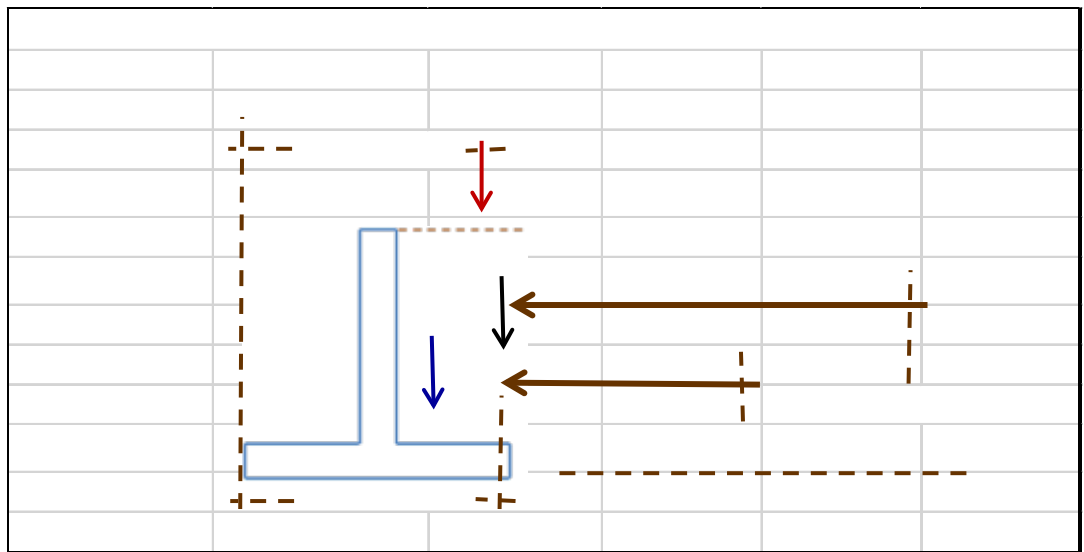
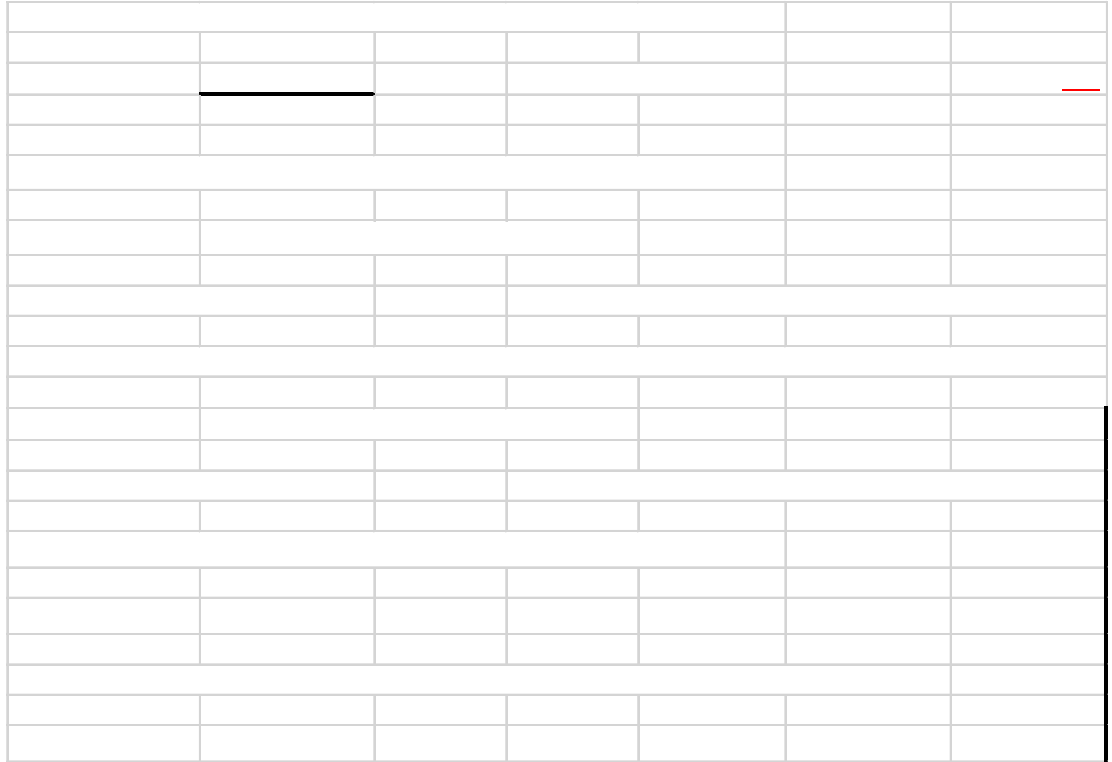
Para Caso 1 Empuje de Tierras + Sobrecarga Vehicular según consideraciones de la Norma Covenin 1756-98 Rev 2001 se procede a realizar el pre dimensionado considerando los aspectos anteriormente expuestos.

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera. Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en dos figuras con propiedades geométricas conocidas, los valores correspondientes a cada figura siguiente:



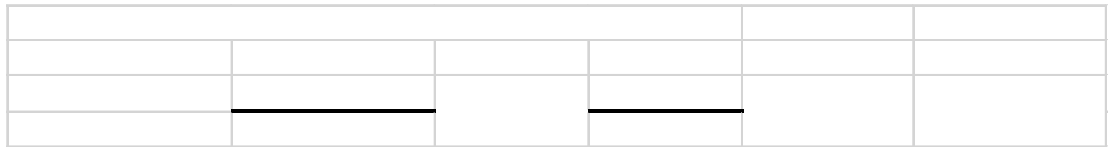
Sobrecarga q: la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular de 60 cm (2 pies), se tomó siguiendo las recomendaciones de la norma AASHTO 2002.

Peso total de la sobrecarga Ws: correspondiente a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón y la corona del muro incluyendo ésta última

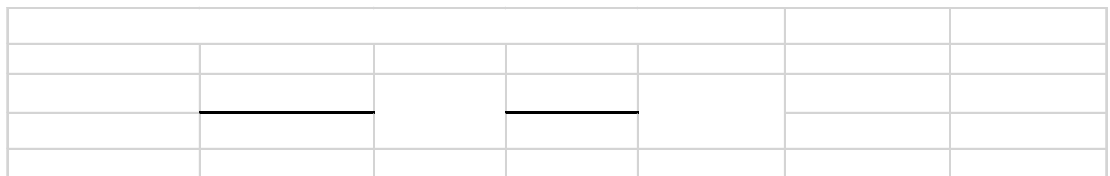


Fuerza de roce Fr: los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula: $E_{av} = 0$, $E_h = E_a + s$. El empuje pasivo no se toma en cuenta porque no hay garantía

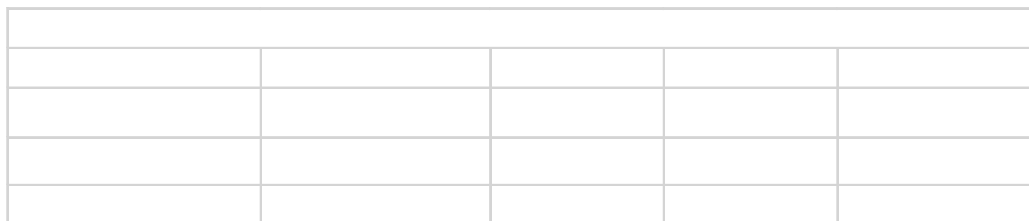
Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} : la capacidad admisible del suelo de fundación se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas mayor o igual que t



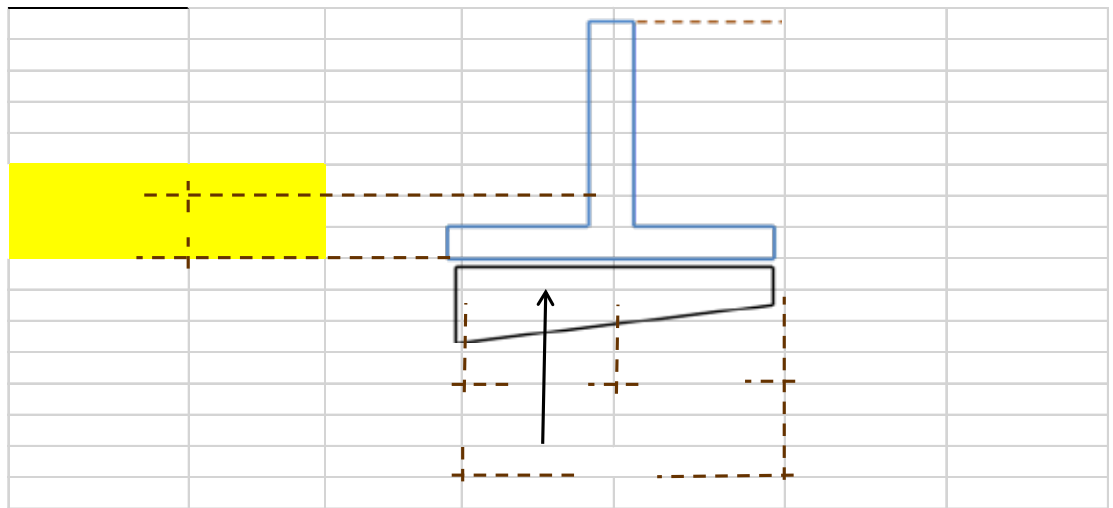
Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : medido desde el punto o .



Excentricidad de la fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base. Para que exista compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base



Presiones de contacto muro-suelo de fundación $\sigma_{adm \max}$ y $\sigma_{adm \min}$:
para $e_x < B/6$.



Nota: El Predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de Seguridad contra Volcamiento, contra el Deslizamiento y con las Presiones de Contacto en el caso de carga 1: Empuje de Tierra mas la Sobre Carga Vehicular. Quedando Teoricamente, toda la base del muro en Compresion. De tal manera que las distribuciones de Presiones son bastante regulares, disminuyendo el efecto de asentamientos difereciales . Diferenciales entre la punta y el talon del muro diseñado.

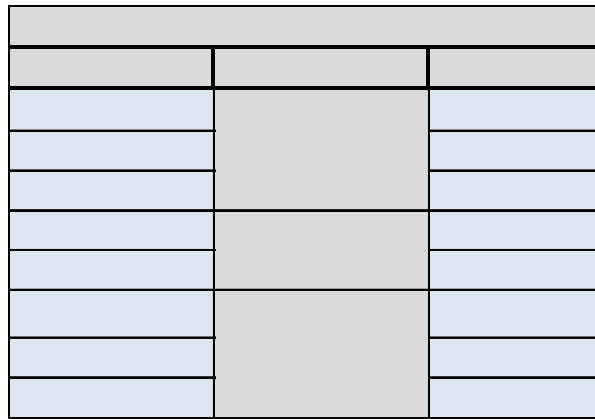
4.2.2 Aplicación del Metodo de los Esfuerzos Admisibles: Caso No 2 Sobre Cargas por Empuje de Tierras + Esfuerzos Sismicos aplicando la Norma Covenin Mindur 1756-98 Rev 2001.

En la sección 11.5.2 de la norma Covenin Mindur 1756-98 Rev 2001 especifica que debo realizar un Análisis pseudoestatico de los muros de

sostenimiento. Para este análisis se está aplicando el método de los Esfuerzos Admisibles como también lo fue para el caso anterior.

Considerando los aspectos de dimensiones y peso del muro ya estudiado en el caso Nro 1, procederemos a verificar que cumpla con las condiciones establecidas por la norma venezolana para el Caso Nro 2.

Recordemos que los valores de la Aceleracion A_0 estan expuestos en la tabla 4.1 de la Norma Covenin Mindur 1756-98 Rev 2001.

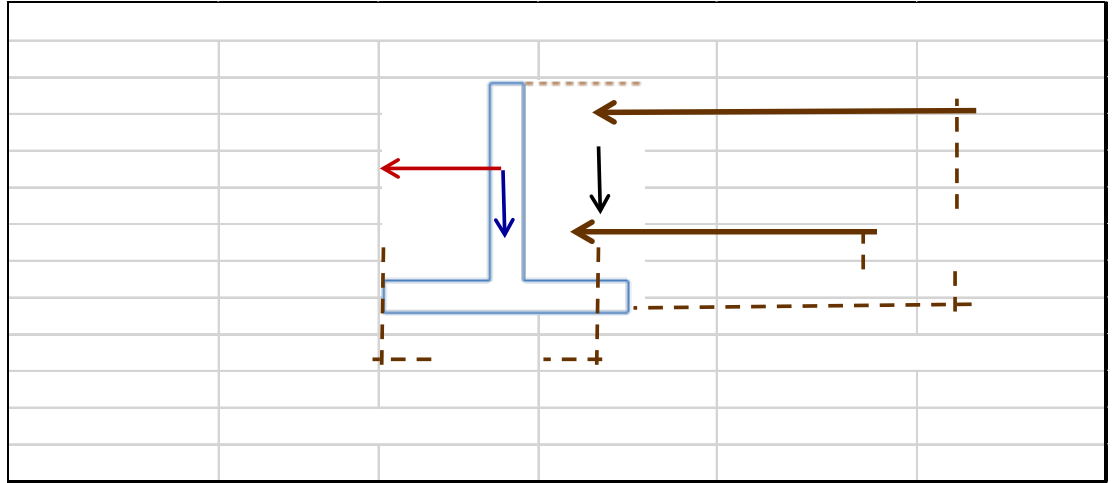


En la sección 11.6.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE TERRENOS EN PENDIENTE Para el caso de los métodos pseudoestáticos de equilibrio inercial, la máxima fuerza de inercia horizontal se calculará con un coeficiente sísmico no menor que $0.5 \cdot A_0$, la cual actuará en la dirección más desfavorable. Asimismo, se utilizará la resistencia al corte sin degradar.

Incremento Dinámico del Empuje Activo de la tierra: Considerando la superposición de efectos del análisis pseudoestático establecido por la norma:

Empuje total E_{a+} : conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

Resultante de las Fuerzas Verticales R_v :



Fuerza de Roce: Componente Vertical del Roce es Nula, por lo tanto $E_{av} =$

Empuje Pasivo es igual a cero porque el relleno sobre la puntera se puede remover. No hay garantías de permanencia. Por lo tanto $E_p = 0$.

Fuerza de Roce a partir del Angulo de Friccion Interna Suelo-Muro:

Factor de Seguridad contra el deslizamiento:

Punto de aplicación de la Fuerza Resultante, XR: medido desde el punto 0

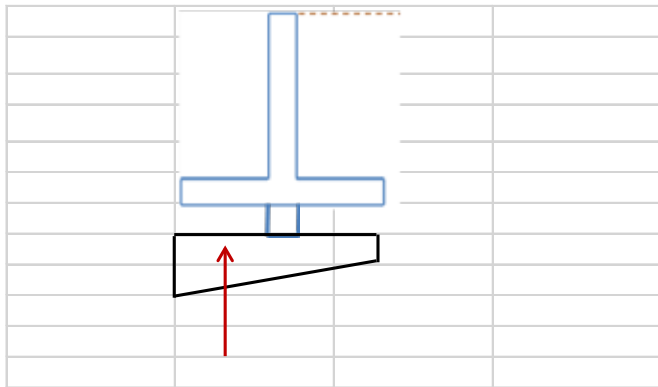
Excentricidad de la fuerza resultante ex: Para que exista compresion en toda la base del muro, con diagrama de presion trapezoidal, la Excentricidad debe ser menor a un sexto de la base.

--	--	--	--	--	--	--

Presión de contacto muro-suelo de fundación max,min: para ex B/6.

--	--	--	--	--	--

--	--	--	--

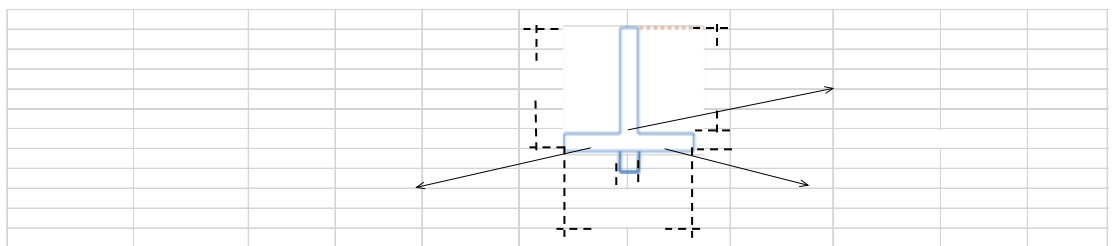


Nota: El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 2:

Empuje de tierra + sismo.

Las dimensiones propuestas son definitivas y con ellas se realiza el diseño de los elementos estructurales que conforman el muro.

Dimensiones Definitivas para el Muro de 6m de Altura:



Diseño de la base: La puntera de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.

Sobre el talón de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

Diseño por Corte de la Zapata:

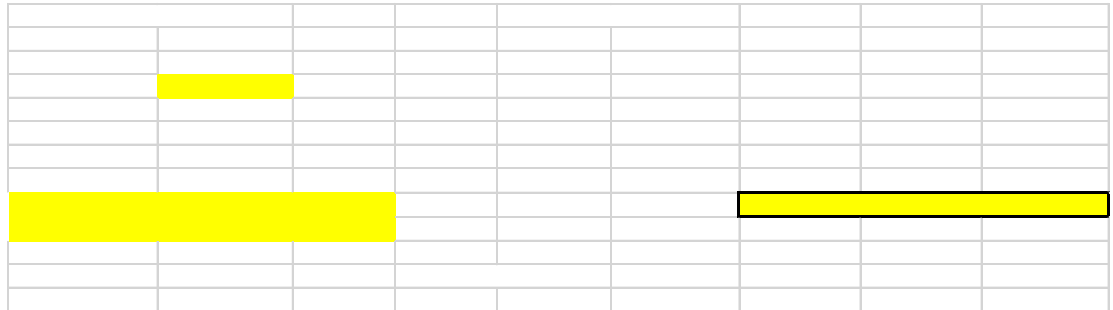
Según lo expuesto en la sección 7.2.4 de la Norma Covenin 1753-2006 en la tabla 7.2.4 expresa lo siguiente:

TABLA 7.2.4 RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE	DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, d_b	RECUBRIMIENTO MÍNIMO ¹ , cm			
		Vigas y columnas ²	Losas y placas	Muros	Cáscaras y placas plegadas
Piezas al abrigo de la intemperie	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm	4,0	2,0		1,5
	$N^\circ 6$ a $N^\circ 11$ (20M a 36M)				2,0
	$N^\circ 14$ y $N^\circ 18$ (40M y mayor)		4,0		
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm.	4,0			
	$d_b > N^\circ 6$ (20M)	5,0			
Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo	Todos los diámetros	7,5			No aplica
Notas:	1.	Para grupos de barras, véase la Subsección 7.2.3.2			
	2.	Al recubrimiento mínimo de protección se sumará el diámetro del acero de refuerzo transversal y se designará c_c , véase la ecuación (10-2).			

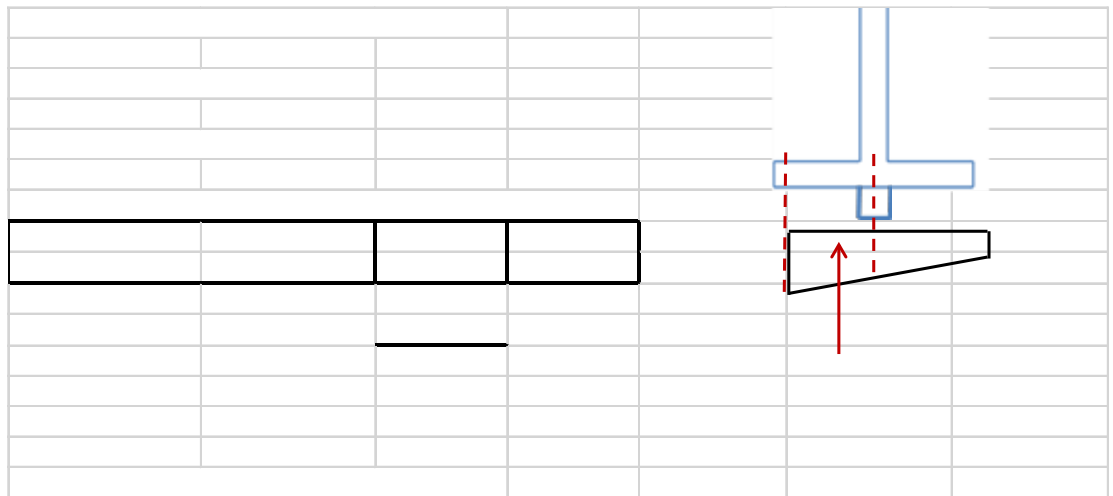
Según lo establecido en la Norma Covenin Mindur 1753:2006 en la Tabla 9.4 FACTORES DE MINORACION DE LA RESISTENCIA TEORICA: Para cualquier

miembro estructural, incluyendo los muros que no pertenezcan al sistema resistente a sismos = 0,75.



Nota: El espesor de la zapata de 60 cm es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Chequeo de los Esfuerzos Actuantes en la Punta:



Peso propio de la punta:

Reacción del suelo por metro lineal:

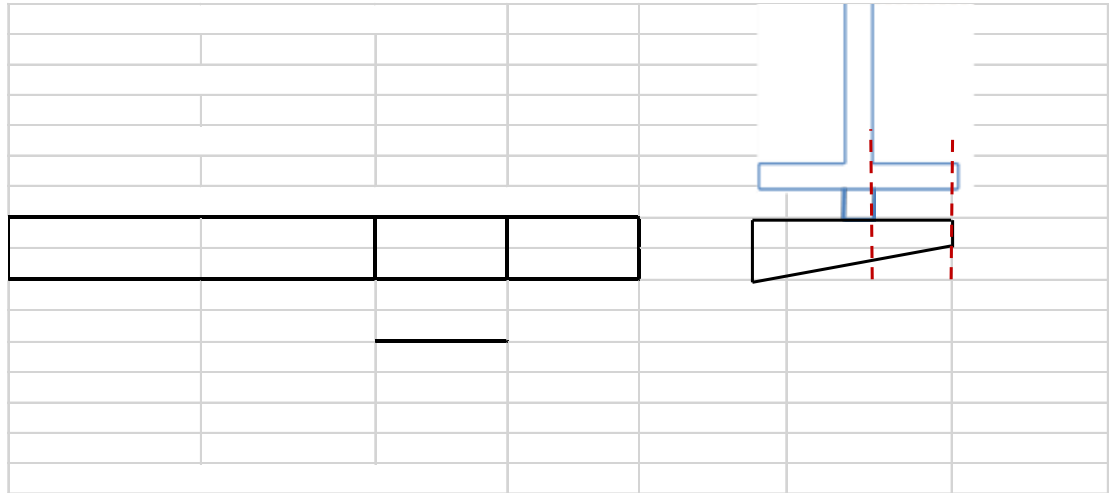
Fuerza Cortante Resultante en la Punta:

Momento Por la Fuerza Resultante de la punta del muro:

Nota: Se hace le aplica un factor de mayoracion de un 55% al momento obtenido, (La norma Covenin Mindur 1753 y 1756 tienen otros componentes de mayoracion de cargas):

--	--	--

Chequeo de las Fuerzas Actuantes en el Talón:



Peso Propio del talon:

Reaccion del suelo por metro lineal del muro:

Fuerza Cortante Resultante del talon del muro:

Momento de la Fuerza resultante del talon del muro:

Nota: Se le aplica un factor de mayoracion de un 55% al momento obtenido:

--	--	--

Momento por las Fuerzas de Empuje de la Tierra W_r y Sobre Carga Vehicular W_s en el Talon del Muro:

Selección del mayor corte actuante:

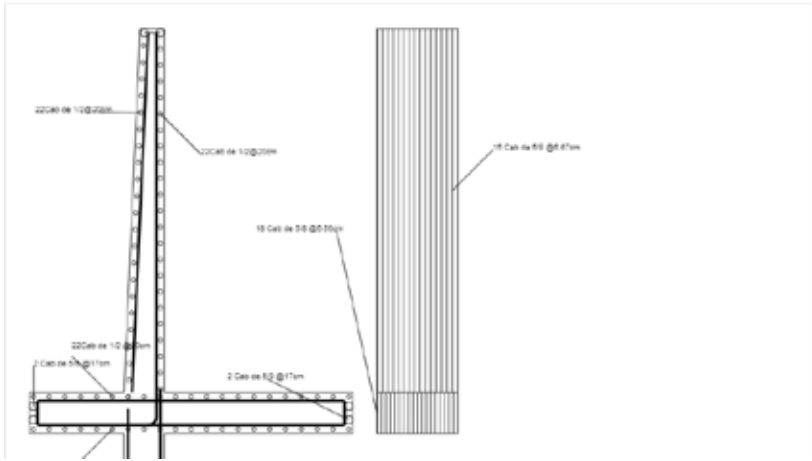
Chequeo de Resistencia al corte:

Diseño a flexion de la Zapata:

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será la misma requerida por el código ACI 318S-05: en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido solamente, se debe proporcionar refuerzo normal por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

4.3. Realizar un programa de cálculo estructural para el diseño y cálculo de muros de contención tipo L y tipo T.

Suelo de Fundación Suelo de Relleno Características de los Materiales Condiciones del año Características Geométricas Parte 2 Parte 3 Cálculos



4.4. Comprobar la veracidad del programa comparando con otros cálculos ya existentes.

En esta etapa se compara los resultados obtenidos del programa con otra hoja de Cálculo la cual sigue la normativa del código ACI-318S14.

Los Factores de Seguridad contra el desplazamiento y volcamiento cambian; el $F_{s\text{desplazamiento}}$ no puede ser menor a 1.5 y el $F_{s\text{volcamiento}}$ no puede ser menor a 2.

Se recuerda que el presente código nos exige que nuestra estructura trabaje entre unas cuantías mínimas, máximas y reales las cuales nos permiten que nuestra estructura sea dúctil.

En la tabla 6. Refuerzo Mínimo a flexión, según el código ACI 318S-14 en la sección 7.6.1, el acero mínimo puede estar dado por:

Tabla 6. Refuerzo mínimo a flexión

Tipo de refuerzo	$f_y, Kg/cm^2$	$A_{s_{min}}$
Barras corrugadas	< 4200	$0.0020 * bw * d$
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 4200	$\frac{0.0018 * 420}{f_y} * bw * d$
		$0.0014 * bw * d$

Cabe destacar que nuestro diseño definitivo el cual se comparó con el código ACI 318S-14 cumple con todos los requisitos de factores de seguridad, destacando que el código ACI 318S-14 exige una cantidad de acero mayor con una diferencia de un 10%, donde las dimensiones de nuestro muro también disminuyeron al tener una base = 3.6m, puntera = 1.20m, talon = 1.80m, espesor = 0.60m, fuste = 0.60m, corona = 0.30m. Esto quiere decir que el código ACI 318S-14 obliga a que el muro trabaje a flexión pura, que los esfuerzos por corte son parcialmente resistidos por el concreto y el acero transversal (estribos).

4.5.1 Se presenta el manual de normas y procedimiento para la ejecución del programa:

Paso 1: Se procede a ejecutar el programa.

Paso 2: En este segundo paso se debe iniciar conociendo Topografía, extensión lateral, profundida de cimentacion, caractiristicas del suelo de fundación y suelo de relleno, sismicidad, características del material, y altura del muro.

Paso 3: Aquí se ingresan los datos anteriormente mencionados en el renglón de datos del programa.

Paso 4: Presione el botón calcular

Paso 5: Haga clic en los botones parte 2 y parte 3 donde desplegara los resultados obtenidos.

Paso 6: Evaluar los resultados obtenidos del programa.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Con el fin de cumplir con lo establecido por la norma venezolana Covenin 1756, se utilizó el método de Estado límite del servicio como método pseudoestático exigido por la misma.

Se diseñó una hoja de cálculo en Microsoft Excel 2013 donde pudimos obtener ejemplos numéricos basados en el método de aplicación elegida tomando en cuenta de acuerdo a las normas venezolanas Covenin mindur 1753 y Covenin mindur 1756 y comprobar que los resultados se encuentren dentro de lo permitido.

Al término del desarrollo del programa para el diseño de muros de contención tipo L y tipo T mediante las normas venezolanas Covenin Mindur 1753 y Covenin Mindur 1756 se obtuvo una herramienta informática que nos permite realizar el cálculo de los mismos de una manera confiable, práctica y de los resultados informáticos listos para su uso en la construcción; teniendo en cuenta los datos que se ingresan, la revisión de los cálculos efectuados y la salida de información correspondiente; al ya contar con los resultados del programa se debe realizar una última revisión de la memoria.

Se contribuyó al uso de programas o softwares libres de profesores y estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad José Antonio Páez, sin tener que recurrir a programas costosos y así mismo se comprobó la veracidad del programa comparando con otros cálculos mediante la norma americana ACI-318S 14.

Se elaboró un programa el cual permite la utilización de esta aplicación desarrollada se puede realizar el cálculo del muro de contención de una manera más rápida y eficiente con su respectivo diseño.

La aplicación desarrollada cuenta con una interfaz gráfica amigable con el que el usuario le permite ingresar datos necesarios de manera sencilla y así mismo le permite interpretar los resultados obtenidos rápidos y fáciles así optimizando el tiempo de trabajo.

5.2 Recomendaciones

Para proceder a utilizar la aplicación se aconseja leer el manual, el mismo que forma parte de esta tesis, para facilitar la comprensión sobre el uso correcto del mismo.

El uso adecuado de la aplicación requiere tener un conocimiento básico en muros de contención, por lo que en este trabajo se recomienda a estudiantes y docentes en el área de Ingeniería Civil.

Las propiedades del suelo que se necesitan deben ser obtenidas mediante un estudio de laboratorio de suelos, debido que al ingresar datos inexactos puede generar algún tipo de inconsistencia dentro del cálculo de la estabilidad de la estructura.

Se recomienda tener conocimiento de las normas venezolanas Covenin Mindur 1753 y Covenin Mindur 1756 para una mejor comprensión de los resultados obtenidos.

Se recomienda la constante revisión y actualización de las normas venezolanas anteriormente mencionadas ya que las incidencias que suceden a lo largo de los años son el material para aprender de los errores y así mismo corregirlos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arias Fideas (2006) . Ciudad:
Caracas – Venezuela.
- Bavaresco de Prieto, Aura M (2001)
 , cuarta edición.
Ciudad Maracaibo – Venezuela.
- Braja M. Das (2012), , séptima
edición. Ciudad: Sacramento – Estados Unidos.
- Fratelli Maria Graciela (1993), Ciudad:
Caracas – Venezuela
- González de Vallejo, Luis & Otros (2004).
Ciudad: Madrid – España.
- Hernández, Fernández y Baptista (2006)
cuarta edición. Ciudad: Mexico, D.F. - Mexico
- Hidalgo Jaime. (1995) “ , segunda edición. Ciudad:
México, D.F.- Mexico
- Morles, Victor (1994) “ Ciudad:
Caracas – Venezuela.
- Nilson, Arthur (2001) **“Diseño de Estructuras de Concreto”**. Duodecima
Edicion. Ciudad: Bogotá – Colombia.
- Peck, Ralph & Otros (2004) “ . Ciudad: México,
D.F. – Mexico.
- Rafael Angel Torres Belandria (2008) **“Análisis y Diseño de Muros de
Contención de Concreto Armado”** Ciudad: Merida-Venezuela.