



Universidad del Azuay

Facultad de Ciencia y Tecnología

Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones

**Desarrollo de un programa o software libre para el diseño de muros
ménsula**

**Trabajo de Grado para la obtención del título de
Ingeniero Civil con énfasis en Gerencia de Construcciones**

Autor:

Johnny Javier Pacheco Pacheco

Director:

José Fernando Vázquez Calero

Cuenca, Ecuador

2014

**“DESARROLLO DE UN PROGRAMA O SOFTWARE LIBRE PARA EL
DISEÑO DE MUROS MÉNSULA”**

RESUMEN

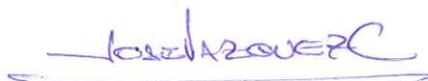
En la actualidad las herramientas informáticas o programas de diseño para la construcción son de gran ayuda para diseñadores y constructores en general siendo muy utilizados en el medio, pero el elevado costo dificulta el acceso de todos a estas herramientas siendo una desventaja en el entorno; para fomentar el uso de software libre se desarrolló un programa confiable, práctico de diseño y presupuestación de muros ménsula para uso profesional y educativo mediante Microsoft Excel utilizando macros y hojas de cálculo, el cual consta con un manual de usuario que permite su utilización paso a paso para evitar errores de uso. Con el correcto manejo de esta herramienta se contribuye a la utilización de programas libres de profesores y estudiantes de las carreras técnicas de la Universidad del Azuay, sin tener que recurrir a la adquisición de licencias de programas costosos.

Palabras claves: Programa, diseño, construcción, muro, ménsula, manual, cálculo, licencia.



Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz

DIRECTOR DE ESCUELA



Ing. José Fernando Vázquez Calero

DIRECTOR DE TRABAJO DE
GRADO



Johnny Javier Pacheco Pacheco

AUTOR

ABSTRACT

"DEVELOPMENT OF A PROGRAM OR FREE SOFTWARE FOR DESIGNING CANTILEVERED WALLS"

Currently the software tools or design programs for construction are in general of great help to designers and builders and are widely used in this country; however, its high cost makes access to all these tools difficult becoming a disadvantage in the area. In order to promote the use of free software a reliable and practical program for Cantilevered retaining walls design and budgeting made for professional and educational use was developed by Microsoft Excel using macros and spreadsheets. This consists of a user's manual that allows its use step by step to avoid misuse. The proper handling of this tool contributes to the use of free programs for teachers and students of technical careers at the *Universidad del Azuay* without having to resort to expensive license acquisition programs.

Keywords: Program, Design, Construction, Wall, Cantilevered, Manual, Calculation, Licensing.



Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz
SCHOOL DIRECTOR



Ing. José Fernando Vázquez Calero
THESIS DIRECTOR



Johnny Javier Pacheco Pacheco
AUTHOR



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

INDICE DE CONTENIDOS

ABSTRACT	iii
INDICE DE CONTENIDOS	iv
INDICE DE FIGURAS.....	vi
INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVOS.....	2

CAPÍTULO 1. MUROS DE CONTENCIÓN

1.1. Introducción.....	3
1.2. Designación	4
1.3. Tipología de muros de contención	5
1.3.1. Muros a gravedad.....	5
1.3.2. Muros ménsula	6
1.3.3. Muros de contrafuerte	8
1.3.4. Muros de bandeja	9
1.3.5. Otros tipos de muros	9
1.3.5.1 Muros de suelo reforzado.....	10
1.3.5.2 Muros de tierra armada	11
1.3.5.3 Muros de pantalla anclada o sistemas arriostrados	11
1.3.5.4 Tablestacas	12
1.4. Tipos de empuje	12
1.4.1. Empuje activo.....	14
1.4.1.1. Teoría de Coulomb.....	15
1.4.1.2. Teoría de Rankine	18
1.4.2. Empuje pasivo.....	19
1.5. Cálculo de muros ménsula.....	20

1.5.1.	Predimensionado	21
1.5.2.	Diseño de la base.....	29
1.5.3.	Diseño de la pantalla	34
1.6.	Normativa ACI aplicable a muros	36

CAPÍTULO 2. SOFTWARE

2.	Desarrollo de software	39
2.1.	Notación.....	39
2.2.	Desarrollo de código	42
2.3.	Ejemplos de aplicación	47
2.4.	Salida de resultados	50

CAPÍTULO 3. MANUAL DE USUARIO

3.1.	Designación	54
3.1.1.	Instrucciones generales	55
3.1.3.	Salida de datos.....	62
3.1.4.	Interpretación y recomendaciones.....	65

CONCLUSIONES	67
--------------------	----

BIBLIOGRAFÍA	68
--------------------	----

ANEXO.....	69
------------	----

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Designación empleada en muros	5
Figura 2. Secciones transversales de muros de gravedad	6
Figura 3. Muro de contención en voladizo.....	7
Figura 4. Muro de contención con contrafuertes	8
Figura 5. Perfil muro de bandeja.....	9
Figura 6. Fotografía de un Muro de suelo reforzado	10
Figura 7. Empuje activo	15
Figura 8. Gráfico del empuje pasivo	20
Figura 9. Relación del predimensionado de un muro en voladizo con respecto a la altura.....	22
Figura 10. Predimensionado de un muro de H=4m	23
Figura 11. Diagrama de empujes	25
Figura 12. Presión de contacto suelo-muro.....	28
Figura 13. Dimensionado definitivo	29
Figura 14. Momentos flectores resultantes	30
Figura 15. Pantalla de ingreso de datos.....	40
Figura 16. Casos especiales, ingreso de datos.....	40
Figura 17. Datos del predimensionamiento del muro	45
Figura 18. Dimensionado del dentellón.	46
Figura 19. Datos del suelo de fundación	46
Figura 20. Datos del suelo de relleno.....	46
Figura 21. Datos de los materiales del muro.....	46
Figura 22. Datos del nivel freático	46
Figura 23. Datos de los datos especiales encerados	47
Figura 24. Ingreso de datos	48
Figura 25. Pantalla de dimensionamiento	49
Figura 26. Salida de resultados, datos iniciales.....	50
Figura 27. Salida de resultados, predimensionado.....	51
Figura 28. Salida de resultados, gráfico del muro.....	51
Figura 29. Salida de resultados, cálculo de armado en zapata y pantalla	52
Figura 30. Salida de resultados, salida gráfica de la propuesta de armados	52

Figura 31. Salida de resultados, volúmenes de obra, acero de refuerzo y presupuesto referencial directo.....	53
Figura 32. Designación empleada en muros	54
Figura 33. Ingreso de datos	56
Figura 34. Ingreso de datos casos especiales	56
Figura 35. Parte superior de la pantalla de ingreso de datos	57
Figura 36. Lado derecho de la pantalla de ingreso de datos	58
Figura 37. Lado izquierdo de la pantalla de ingreso de datos	58
Figura 38. Parte inferior de la pantalla ingreso de datos	59
Figura 39. Ingreso de datos especiales	60
Figura 40. Pantalla de dimensionado	61
Figura 41. Cuando el diseño cumple todos los criterios de diseño	61
Figura 42. Cuando el diseño no cumple ciertos criterios	62
Figura 43. Salida de datos encerado.....	62
Figura 44. Salida de datos del predimensionamiento encerado	63
Figura 45. Salida del grafico del muro encerado	63
Figura 46. Salida de datos del cálculo de acero de refuerzo encerado.....	64
Figura 47. Salida de datos, propuesta de armados encerado.....	64
Figura 48. Salida de datos volúmenes de obra, acero de refuerzo y presupuesto diferencial directo; encerado	65

Johnny Javier Pacheco Pacheco

Trabajo de Grado

José Fernando Vázquez Calero

Junio 2014.

DESARROLLO DE UN PROGRAMA O SOFTWARE LIBRE PARA EL DISEÑO DE MUROS MÉNSULA

INTRODUCCIÓN

Como ingenieros debemos imaginar soluciones a los problemas, optimizar recursos y tiempos. Una de las mejores soluciones en la época es el uso de herramientas informáticas y software para el diseño en la construcción, existiendo un amplio mercado en el mismo, pero el elevado costo de los programas, hace difícil el acceso a todos los diseñadores y constructores en general.

El desarrollar e integrar software libre y confiable al diseño y ejecución de obras facilita los procesos y optimiza los métodos y recursos. El profesional moderno de la ingeniería está obligado a desarrollar destrezas en el uso de herramientas informáticas, a la aplicación a través de programas computacionales para usos específicos: en estructuras, hidrosanitaria, vialidad y otras áreas, para el emprendimiento de los diferentes proyectos.

Por otro lado, al ser parte de la comunidad de estudiantes y egresados de la Universidad del Azuay, la disponibilidad de software libre y confiable para diseño de elementos estructurales de contención, y otros, serán instrumentos de apoyo y ayuda para todos nosotros, en el ejercicio profesional.

El trabajo está dirigido a obtener un programa que permita el diseño de muros de contención en voladizo para contención de tierras que sea fácil de usar, interactivo y optimice tiempo, recursos y dinero al momento de realizar un diseño.

OBJETIVOS

Objetivo general

Desarrollar un programa confiable, práctico de diseño y presupuestación de muros ménsula para uso profesional y educativo, integrando una guía práctica de usuario para su correcto uso y de esta manera contribuyendo con la investigación y desarrollo del uso de software libre en la Universidad del Azuay.

Objetivos específicos

Los objetivos específicos que se ha propuesto para el presente trabajo de grado son los siguientes:

1. Crear una herramienta informática confiable y práctica de diseño y presupuesto de muros ménsula para uso profesional y educativo.
2. Contribuir con la investigación del uso de software libre en la Universidad del Azuay al servicio de profesores y estudiantes de carreras técnicas.
3. Integrar al software una guía práctica de usuario para el correcto manejo y obtención de resultados.

El método utilizado es el investigativo por medio de información terciaria o aplicada ya sea externa o interna, información secundaria o indirecta y primaria o directa, las cuales se aplicaron en el desarrollo del proyecto realizado.

CAPÍTULO 1

MUROS DE CONTENCIÓN

1.1. Introducción

El carácter fundamental de los muros es el de servir de elemento de contención de un terreno, que en unas ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial. (Calavera, 1989).

Los muros de contención son elementos constructivos cuya principal misión es resistir las presiones laterales o empuje, en general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados. Su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que esta sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base. (Calavera et al 1989).

Como resulta evidente en los muros que se encuentran a la intemperie, la lluvia se filtra a través del suelo y el muro pasa a sostener los efectos de empuje dados por la tierra y el agua, por lo que se debe tener en cuenta este factor en cuanto a su cálculo.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados. (Torres, 2008).

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

- a- Selección del tipo de muro y dimensiones.
- b- Análisis de la estabilidad y volcamiento del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifica las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la

estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas (factores de seguridad)

- c- Diseño de los elementos o partes del muro.
- d- Volumen, especificaciones y presupuestos. (Torres et al 2008)

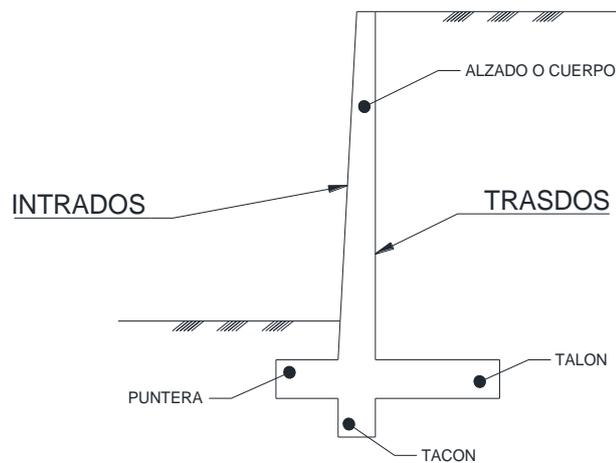
El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso del suelo, cargas y sobrecargas de uso son la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-estructura y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro. (Torres, 2008).

La mayoría solicitan sistemas de cimentación corrida que puedan disipar esfuerzos de tracción y compresión para evitar momentos cortantes y asentamiento del sistema. La solución utilizada es la de zapatas corridas, siendo un 90% de las mismas utilizada en estructuras de muros de contención. El estudio del diagrama de vuelco de la estructura, es el principio fundamental para el diseño de la base de la zapata, siendo distinto en muros de contención (vuelco parcial a 1 solo lado) y muros pantalla o portantes (vuelco total a 2 o más lados).

La normativa para elementos estructurales, aporta la formula inicial para el diseño de la fundación, la cual nos indica que la base de la misma debe tener como mínimo, una longitud de $1/3$ de la altura del sistema o muro hasta su primer nivel de arriostre (vigas que ejerzan empujes sobre la superficie), sin embargo el cálculo estructural realizado por un profesional, dotara a la estructura de una medición correcta. (Calavera et al 1989).

1.2. Designación

En la figura 1 se indica un muro clásico de hormigón armado y las designaciones que emplearemos, habrán algunas que en determinados muros no existan, tal es el caso de la puntera, talón o tacón, esto independientemente de si el muro es o no de gravedad, es decir de hormigón ciclópeo, o si bien es de hormigón armado. (Calavera, 1989).

Figura 1. Designación empleada en muros

Fuente: (Muros de contención y muros de sótano, Calavera, 1989).

Un muro sin puntera es de uso poco frecuente en edificación. Un muro sin talón se usa cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena (medianería). En este caso el muro, además de los inconvenientes técnicos que esta forma encierra, arrastra otros de tipo constructivo, ya que el terreno puede no estar drenado, la impermeabilización del trasdós no suele ser posible y, por tanto, la impermeabilidad del muro será difícil de garantizar y el empuje hidráulico del terreno es difícil de evaluar.

En cuanto al tacón, se prescindirá de él cuándo no exista problema de deslizamiento. (Calavera, 1989).

1.3. Tipología de muros de contención

Los tipos de muro de contención de uso más frecuente son:

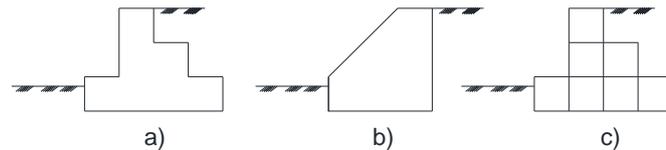
1.3.1. Muros a gravedad

Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo. (Calavera, 1989).

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 óptimos económicamente para alturas moderadas, menores de 5 m, son de grandes dimensiones, que no requieren de

refuerzo. Su sección transversal puede ser de varias formas, como se muestran en la figura 2 a), b) y c). (Torres, 2008).

Figura 2. Secciones transversales de muros de gravedad

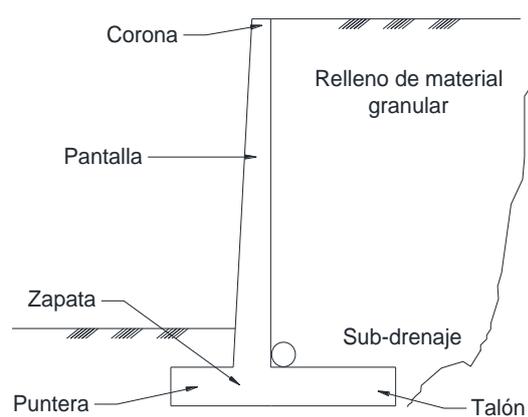


Fuente: (Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado, Torres, 2008)

Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que se requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros varía entre 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 al volcamiento y deslizamiento, y para generar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles. (Torres, 2008).

1.3.2. Muros ménsula

Este tipo de muros resiste al 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 siguiente figura 3 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo. (Torres, 2008).

Figura 3. Muro de contención en voladizo

Fuente: (Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado, Torres, 2008)

Estos muros de contención son los de uso más frecuente y económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser la opción 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 el muro aumentando la fricción suelo-estructura en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento. (Calavera et al 1989).

Estos muros se diseñan para soportar la presión de suelo, se procura que el agua debe ser evacuado con diversos sistemas de drenaje que pueden ser mecinales 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. (López, 2011).

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 el colocado del hormigón, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20,30, 40, 50 cm dependiendo de la altura y si está compuesto por una o más secciones.

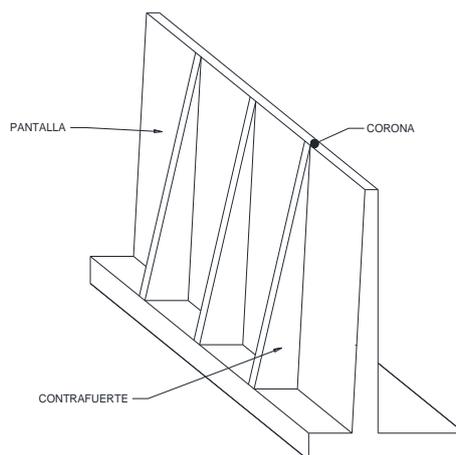
El espesor de la zapata es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura del muro. (Torres, 2008).

1.3.3. Muros de contrafuerte

Representan una evolución del tipo de muro detallado anteriormente. Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla 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. (López et al 2011).

En la siguiente figura (4), se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la zapata corrida. Los contrafuertes se pueden colocar en el interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es conveniente.

Figura 4. Muro de contención con contrafuertes



Fuente: Autor

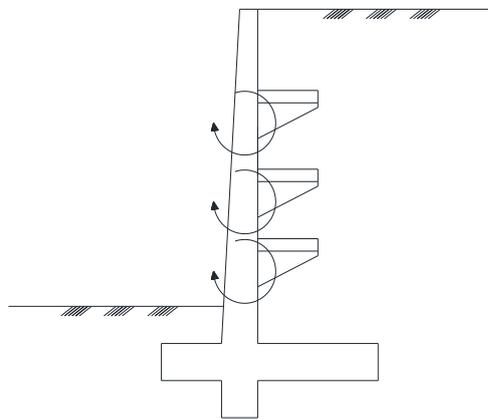
Como se dijo anteriormente los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor

de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado complejo. (Torres, 2008).

1.3.4. Muros de bandeja

En los muros de bandejas se pretende contrarrestar parte del momento flector que se ha de resistir mediante la colocación de bandejas a distinta altura en las que se producen momentos de sentido contrario, debidos a la carga del propio relleno sobre las bandejas. (López, 2011).

Figura 5. Perfil muro de bandeja



Fuente: Autor

Su inconveniente radica fundamentalmente en la complejidad de su construcción. Puede representar una solución alternativa al muro de contrafuertes es para grandes alturas, en los que para resistir el momento flector se aumenta el borde y se aligera la sección colocando contrafuertes. (López, 2011).

1.3.5. Otros tipos de muros

A continuación damos a conocer algunos de los muros no tan conocidos en nuestra zona pero que también tranquilamente pueden ser aplicados y construidos como una gran solución a la contención de tierras.

1.3.5.1 Muros de suelo reforzado

Un muro de contención, tradicionalmente, es una obra de hormigón armado que permite salvar desniveles en el terreno, diseñada para resistir el empuje de suelos y sobrecargas en la superficie, dependiendo del tipo y altura efectiva del relleno. (GMC, 2012).

Como opción se presenta la posibilidad de diseñar muros de contención en suelo armado, constituidos por capas de material natural como relleno y refuerzos horizontales con geosintéticos, auto portantes por gravedad, estables en sí mismos como macizo y resistentes a las acciones externas de empuje, volteo y deslizamiento. Son fáciles y relativamente rápidos de ejecutar. Se utiliza como relleno el propio material de excavación de la obra siempre y cuando reúna condiciones mínimas que lo hagan apto como terraplén. Técnicamente admiten grandes alturas manteniendo además precios competitivos. (GMC, 2012).

Acabado revegetado, que los hace especialmente adecuados en zonas con interés paisajístico y estético. Gran durabilidad debido a la larga vida útil de los geosintéticos que forman la malla de refuerzo. El inconveniente es que requieren de áreas extensas para poder construirlos las cuales en centros poblados es lo que menos se encuentra. (GMC, 2012).

Figura 6. Fotografía de un Muro de suelo reforzado



Fuente: (http://aim-andalucia.com/muros_varios.htm)

Como es conocido, todo suelo en estado confinado resiste adecuadamente esfuerzos de compresión pero no así a tracción. La resistencia a tracción en el suelo, que naturalmente se obtiene por efecto de cohesión y por fricción interna de los granos, puede entonces ser incrementada mediante la incorporación de algún material de refuerzo, que interactúe con el mismo. (GMC, 2012).

Los materiales geosintéticos más comúnmente utilizados como refuerzo de suelos son los geotextiles (tejidos y no tejidos), que interactúan por fricción con el suelo, y las geogrillas, que lo hacen por intertrabado. En esas condiciones la deformación del refuerzo y la del suelo será la misma. (GMC, 2012).

1.3.5.2 Muros de tierra armada

El diseño geotécnico de un muro de contención de tierras se realiza a partir de la determinación de los esfuerzos a los que estará sometida la estructura, mediante los cuales se evalúa su estabilidad y se define la configuración geométrica capaz de resistir dichos esfuerzos en forma segura. Estos esfuerzos, denominados comúnmente "empujes", se obtienen considerando las siguientes acciones:

- Empujes de las tierras ubicadas en el trasdós de la estructura.
- Eventuales sobrecargas existentes en la superficie del relleno del trasdós.
- Acción del agua por presencia de un nivel freático (esfuerzo hidrostático) o cursos de agua (esfuerzos de filtración).
- Efectos del proceso de compactación en los empujes de trasdós.
- Acciones de carácter extraordinario o temporal, como puede ser la acción de un sismo. (GMC, 2012).

1.3.5.3 Muros de pantalla anclada o sistemas arriostrados

El Sistema de Arriostramiento es uno de los más usados para cimentaciones profundas llegando a profundidades mayores de 20 metros; y se vale de los anclajes del muro en el terreno, con la importante ventaja que no necesita apuntalamientos. (Baselli, 2013).

Estos elementos de anclaje logran estabilidad con un muy bajo índice de deformaciones. Se realizan los anclajes en uno o más niveles, a medida que se avanza la excavación mediante cables empotrados con perforaciones pequeñas inyectadas con cemento, luego se tensan al aplicar esfuerzos iguales o superiores a los del terreno sobre el soporte. (Baselli, 2013).

Los anclajes son elementos capaces de transmitir esfuerzos de tracción desde la superficie del terreno hasta la zona interior del mismo. Consta de cabeza, zona libre y bulbo o zona de anclaje. El tirante puede estar constituido por cables o barras de acero de alta resistencia que transmite la carga desde la cabeza al bulbo. (Baselli, 2013).

1.3.5.4 Tablestacas

Las pantallas de tablestacas constituyen una estructura de contención flexible, definitiva o temporal (recuperable), que permiten realizar excavaciones de cualquier tipología: talud, zanja, pozo, sótano, etc. Sistema adaptable a cualquier forma o dimensión, según la modulación de las tablestacas. Es un elemento de contención muy eficaz cuando la presencia de nivel freático puede afectar a sus excavaciones.

En multitud de situaciones el uso de las pantallas de tablestacas le ofrecerá ventajas frente a otros sistemas de contención tradicionales (por ejemplo, los muros pantalla), tales como el aumento de los rendimientos en la ejecución de su obra y un mejor acabado de los elementos hormigonados (por ejemplo, acabado superficial y ejecución de una correcta impermeabilización en muros de sótano).

Posibilidad de utilizar el tablestacado como encofrado, ahorrando así un 50 % del presupuesto previsto en este concepto. (Baselli, 2011).

1.4. Tipos de empuje

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre un muro esta fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste. (Torres, 2008).

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-estructura, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y drenado para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales indeseadas. (Torres, 2008).

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica originada por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de suelo E se utilizara el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

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

H es la altura del muro, γ es el peso específico del suelo contenido por el muro, el coeficiente de empuje de tierra K, se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo. (Torres, 2008).

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2)$$

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características de suelo y fundación. (Torres, 2008).

El movimiento del tope del muro requiere para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva, un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de éste, los valores límites de desplazamiento relativo requerido para alcanzar la condición de presión de tierra mínima activa o máxima pasiva se muestra en la siguiente tabla. (Torres, 2008).

Tipo de suelo	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0,001	0,01
Arena medianamente densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla compacta	0,010	0,05

Fuente: (Análisis y Diseño de muros de contención de concreto armado, Torres, 2008)

Los empujes laterales están referidos al movimiento en esta dirección que permite el muro, si este se mueve alejándose de la masa de suelo origina condiciones de empuje activo, si permanece sin movimiento origina condiciones de empuje de reposo, estos dos casos representan el estado de presión estática, y si se mueve hacia adentro de la masa de suelo origina una condición de empuje pasivo, que representa un estado de presión forzada. (Torres, 2008).

1.4.1. Empuje activo

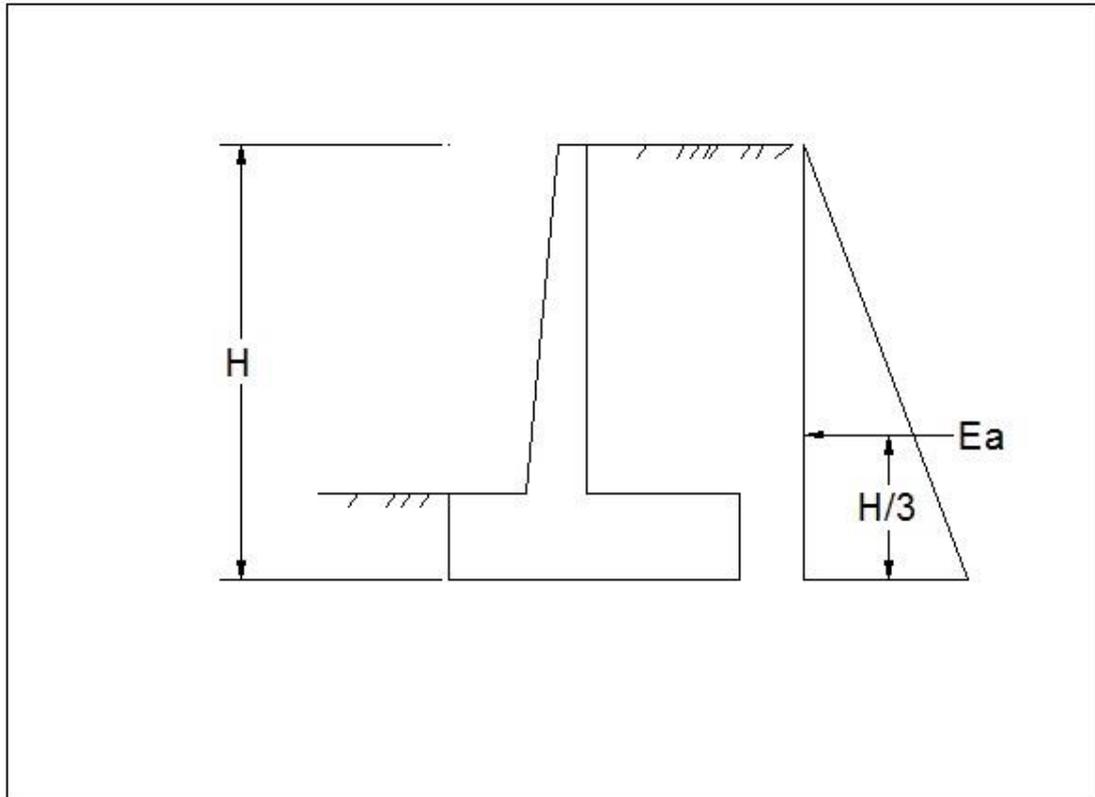
El empuje activo se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine, en ambas teorías se plantean hipótesis que simplifican el problema.

En el estado actual de conocimiento podemos calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelos granulares. Para otros tipos de suelo desgraciadamente la precisión es poco satisfactoria. (Calavera, 1989).

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_a \quad (3)$$

K_a : es el coeficiente de presión activa.

Figura 7. Empuje activo



Fuente: Autor

1.4.1.1. Teoría de Coulomb

La teoría para suelos granulares bien drenados fue desarrollado en 1773 por el francés Charles Coulomb la cual fue la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se mantiene en la actualidad.

La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro (trasdós), la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana. (Torres et al 2008).

La teoría de Coulomb se fundamenta en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una materia granular, homogénea e isotrópica y que el drenaje es lo suficientemente bueno como para no considerar presiones de espacios pequeños en el terreno.
2. Suponer que la superficie de falla es plana, lo cual no es del todo cierto, aunque el error introducido sea pequeño.
3. El suelo posee fricción, siendo Φ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema bidimensional. Considera una longitud unitaria de cuerpo infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formara un ángulo δ con la normal del muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es demasiado lisa ($\delta=0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.

La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo Φ con la normal al plano de falla. (Torres et al 2008).

El coeficiente K_a según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi)}{\text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\psi - \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (4)$$

Ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.

β = Angulo del relleno con la horizontal.

δ = Angulo de fricción suelo-muro.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como: $\left(\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi\right)$ a falta de información se usa generalmente: $\left(\delta = \frac{2}{3}\phi\right)$.

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), la ecuación (4) se reduce a:

$$K_a = \frac{\text{Cos}^2(\phi)}{\text{Cos}(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Cos}(\delta) \cdot \text{Cos}(\beta)}} \right]^2} \quad (5)$$

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (5) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi+\delta) \cdot \text{Sen}(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (6)$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación (6) se reduce a:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, porque la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación ninguna, por lo que se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb supuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro ΔE_a , para cualquier cantidad de segmentos de altura de muro. (Torres, 2008).

Este método repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desee la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones hidrostática, con empuje a la altura H/3 en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos en que no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso, para simplificarlo Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado. (Torres et al 2008).

En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón la fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (3) según Coulomb de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \cos\omega \quad (8)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \sin\omega \quad (9)$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi \quad (10)$$

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

Para valores de: $\psi = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta: $\omega = 0^\circ$, $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$. (Torres, 2008).

1.4.1.2. Teoría de Rankine

El escocés W. J. Macquorn Rankine en el año 1857 realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
2. No existe fricción entre el suelo y el muro.
3. La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$).
4. la resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo tercio inferior de la altura.
5. el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal. (Torres et al 2008).

El coeficiente K_a según Rankine es:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (11)$$

Si en la ecuación (11), la inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb (ecuación 7) para el caso particular que ($\delta = \beta = 0^\circ$; $\psi = 90^\circ$), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (12)$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla el muro debe tener paredes muy lisas, esta condición casi nunca se cumple, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están de lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), 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, es este sentido, esta fuerza no

es siempre horizontal. Las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (3) según Rankine de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \text{Cos}\beta \quad (13)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \text{Sen}\beta \quad (14)$$

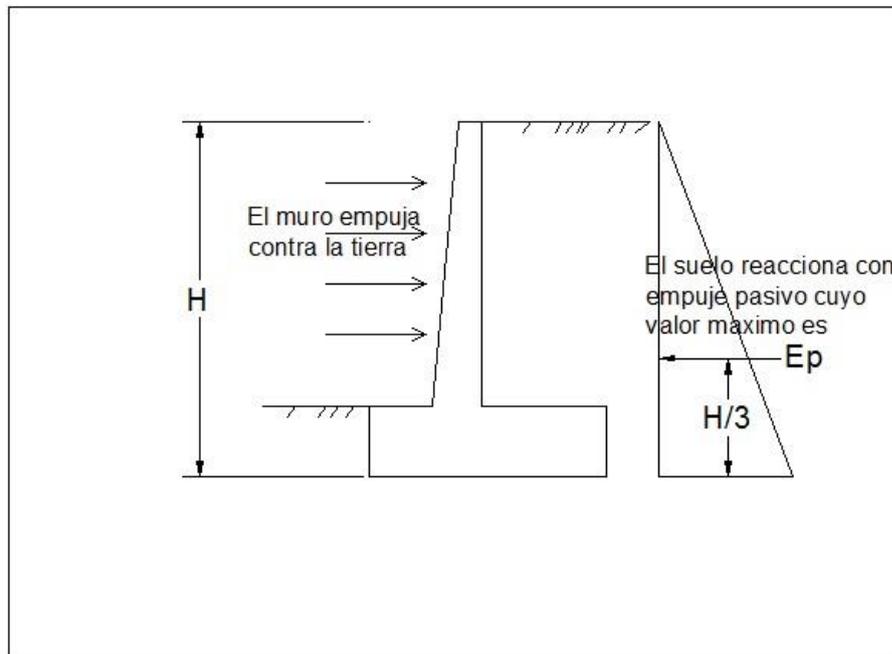
Para valores de: $\beta = 0^\circ$ resulta: $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$. (Torres et al 2008).

1.4.2. Empuje pasivo

Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p , la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura 8 muestra un muro con diagrama de presión pasiva. (Torres, 2008).

$$E_p = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_p \quad (15)$$

K_p es el coeficiente de presión pasiva.

Figura 8. Gráfico del empuje pasivo

Fuente: Autor

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

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

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\psi + \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (16)$$

2. Cuando se ignora los ángulos (δ, β, ψ) en la ecuación (16) se obtiene el coeficiente K_p según Rankine:

$$3. K_p = \frac{1 + \text{Sen} \phi}{1 - \text{Sen} \phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (17)$$

Si el ángulo δ es grande la superficie de deslizamiento real se aparta considerablemente del plano teórico conduciendo a errores de importancia. (Torres, 2008).

1.5. Cálculo de muros ménsula

Para entender mejor el desarrollo del cálculo de muros ménsula se utilizara un ejemplo de aplicación.

El enunciado del problema es el siguiente.

Diseñar un muro de contención en ménsula de 4 m de altura, para contener un terraplén. Cuyos datos son los siguientes:

Materiales del muro.

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se utiliza material de reposición en el relleno del muro.

$$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$$

El suelo natural es una arena-arcillosa con las siguientes características.

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$

$$\phi = 20^\circ$$

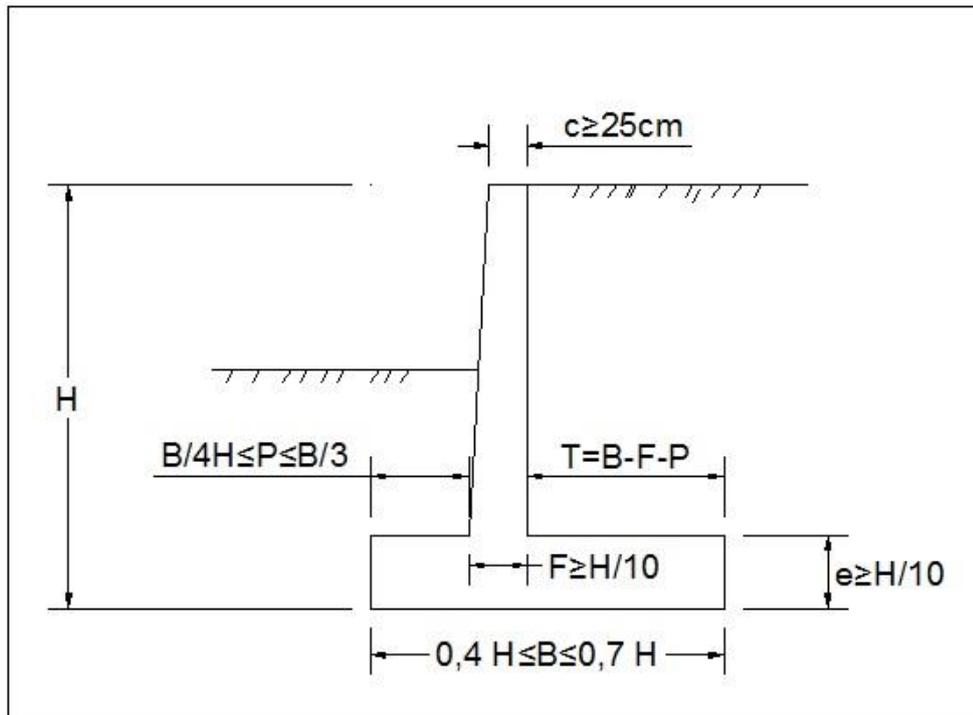
$$c = 0,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{ult} = 3,6 \text{ Kg/cm}^2$$

1.5.1. 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 9 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 9. Relación del predimensionado de un muro en voladizo con respecto a la altura



Fuente: (Torres Belandria, 2008, pg. 37)

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.

La cara exterior del muro puede ser vertical como en el caso del muro de la figura 9, sin embargo la teoría de Rankine supone que la cara interna del muro es vertical.

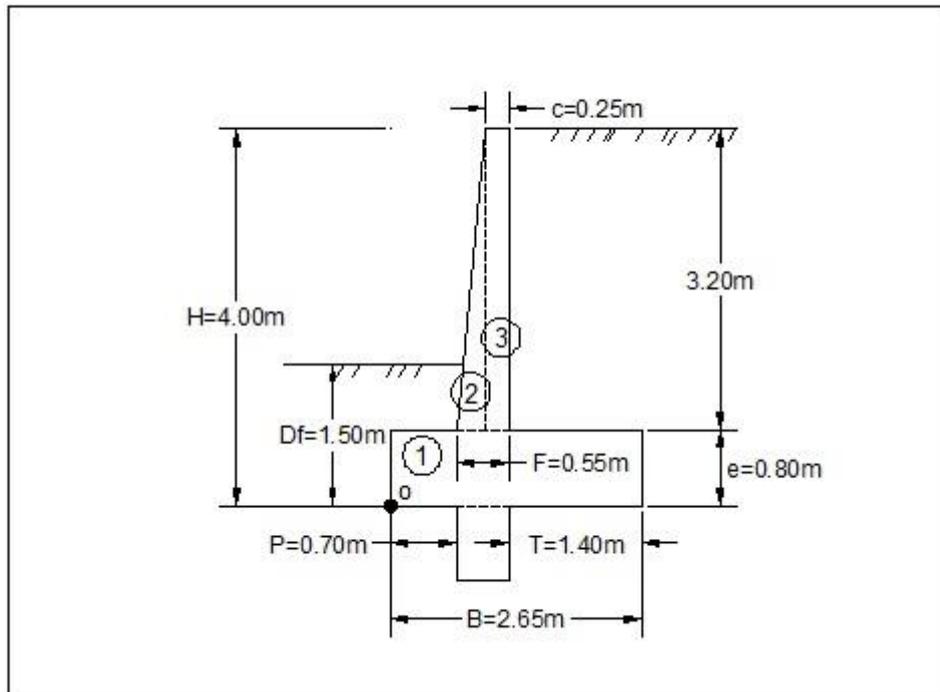
En la figura 10 se muestra el predimensionado del muro de 4 m de altura, fundado a 1,50 m de profundidad. Como se hace uso de la ecuación de Rankine para la determinación del empuje de tierra se propuso la cara interna del muro vertical ($\psi=90^\circ$).

La base del muro se predimensionó igual al 66,25% de la altura luego de una iteración previa ($0,6625 * 4\text{m} = 2,65 \text{ m}$), valor intermedio entre 0,4 y 0,7 de H. La puntera de la base de 0,7m de longitud se seleccionó entre $B/4$ y $B/3$. El espesor de la base es de 0,8m y de la pantalla en la base es de 0,55m, quedando el talón de la base de 1,4 m de longitud y la altura del relleno sobre el talón de 3,20 m. El espesor de

coronamiento del muro se propuso igual a 0,25 m para facilitar la colocación del concreto fresco durante la construcción.

Se verifica con estas dimensiones la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y se determinan las presiones de contacto suelo-estructura.

Figura 10. Predimensionado de un muro de H=4m



Fuente: Autor

EMPUJE DE TIERRA

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera, punto o de la figura 10. Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en 3 figuras con propiedades geométricas conocidas, los valores correspondientes a cada figura se indican en la siguiente tabla.

Peso y momentos estabilizantes por 1m de longitud de muro.

Figura	Brazo X m	Brazo Y m	Peso Kg/m	Peso*Brazo X Kg-m/m	Peso*Brazo Y Kg-m/m
1	1,33	0,40	5 300,00	7 022,50	2 120,00
2	0,90	1,87	1 200,00	1 080,00	2 240,00
3	1,10	2,40	2 000,00	2 200,00	4 800,00
dentellón	0,98	0,40	1 100,00	1 072,50	440,00
		$\Sigma =$	9 600,00	11 375,00	9 600,00

Peso Propio p.p.

El peso propio por metro de longitud de muro, determinado en la tabla anterior para un peso específico del hormigón de 2 500 Kg/m³:

p.p.=9 600,00 Kg/m.

Centro de Gravedad

$$X_{cg} = \frac{11\,375,00 \frac{Kg \cdot m}{m}}{9\,600,00 \frac{Kg}{m}} = 1,18 \text{ m} \qquad Y_{cg} = \frac{9\,600,00 \frac{Kg \cdot m}{m}}{9\,600,00 \frac{Kg}{m}} = 1,00 \text{ m}$$

Peso del relleno Wr

El relleno colocado sobre el talón de la base tiene un volumen Vr por metro de longitud de.

$$V_r = 3,20m * 1,4m * 1m = 4,48m^3/m$$

$$W_r = \frac{4,48 \text{ m}^3}{m} * \frac{1\,900 \text{ Kg}}{m^3} = 8\,512,00 \frac{Kg}{m}$$

Aplicado a 1,95m del punto o.

Coefficiente de empuje activo Ka

La pantalla del muro en voladizo de hormigón armado tiene posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno, pudiendo desarrollarse un estado de empuje activo, empleando la ecuación de Rankine se determinó el coeficiente de empuje activo.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = 0,333$$

Empuje activo de la tierra E_a

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a = \left(\frac{1}{2} * 1\,900 \frac{Kg}{m^3} * (4)^2\right) * 0,333 = 5\,061,60 \text{ Kg/m}$$

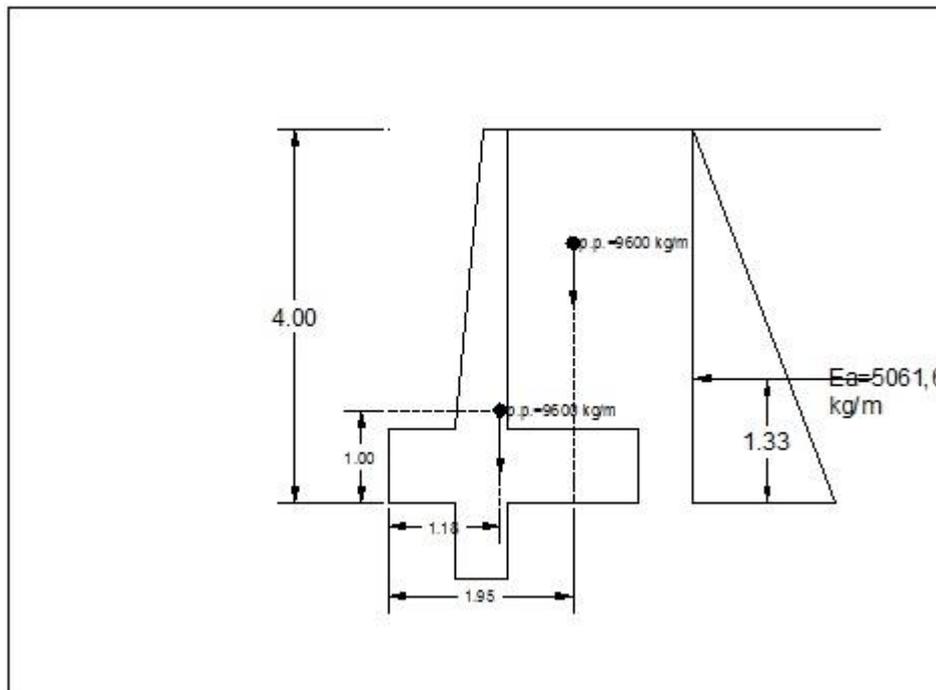
Aplicado a: $H/3=1,33\text{m}$ medidos desde la base del muro.

Resultante de las fuerzas verticales R_v

Las fuerzas que la componen son el peso propio, peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$R_v = p.p. + W_r = 9\,600,00 \frac{Kg}{m} + 8\,512,00 \frac{Kg}{m} = 18\,112,00 \frac{Kg}{m}$$

Figura 11. Diagrama de empujes



Fuente: Autor

Sismo

Sismo	ZONA II	
Aceleracion	0.3	Rad.
landa	20	0.34906585
inclinacion muro	90	1.570796327
Beta	0	0
Teta	9.514220545	0.166054474
\emptyset	30	0.523598776

Coefficiente sísmico horizontal

$$C_{sh} = 0,50 * A_0 = 0,50 * 0,30 = 0,15$$

Coefficiente sísmico vertical

$$C_{sv} = 0,70 * A_0 = 0,70 * 0,15 = 0,105$$

$$\varepsilon = \tan^{-1}\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0,15}{1 - 0,105}\right) = 9,51$$

Fuerza sísmica peso propio

$$F_{spp} = C_{sh}(p.p.) = 0,15 * 9\,600 = 1\,275,00$$

Coefficiente de presión dinámica activa

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

$$k_{as} = 0,42$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra

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

$$\Delta DE_a = 1\,221,84$$

Empuje total

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 5\,061,60 + 1\,221,84 + 1\,275,00 = 7\,558,44$$

Fuerza de roce Fr

$$F_r = \mu \cdot R_v + c' \cdot B + Ep = \tan(13,33) * 17\,012 + 0,5 * 3\,000 * 2,65 + 5\,581,6$$

$$= 13\,588,44 \text{ kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FSd

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{13\,588,44 \text{ kg/m}}{7\,558,44 \text{ kg/m}} = 1,798 \geq 1,5 \text{ O.K.}$$

Momento de volcamiento Mv

Las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo.

$$M_v = 11\,381,03 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento estabilizante Me

Las fuerzas que dan estabilidad al muro son el peso propio del muro y el peso del relleno.

$$M_e = 26\,900,9 \frac{kg - m}{m}$$

Factor de seguridad contra el volcamiento FS_v

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{26\,900,9 \frac{kg - m}{m}}{11\,381,03 \frac{kg - m}{m}} = 2,36 \geq 1,50 \quad O.K.$$

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 tres ($FS_{cap. portante} \geq 3$).

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}} = \frac{3,61 \text{ Kg/cm}^2}{2} = 1,805 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{26\,900,9 \frac{kg - m}{m} - 11\,381,03 \frac{kg - m}{m}}{17\,012 \text{ kg/m}} = 0,912 \text{ m}$$

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 ($B/6 = 3,60\text{m}/6 = 0,60\text{m}$).

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{2,65\text{m}}{2} - 0,912\text{m} \right) = 0,41 \text{ m}$$

$$e_x = 0,41\text{m} \leq \frac{B}{6} = 0,60\text{m} \quad O.K.$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación $\sigma_{max,min}$

Para $e_x < B/6$. En la figura 12 se muestra las presiones de contacto correspondientes a este caso de carga.

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{17\,012 \frac{kg}{m}}{2,65 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 * 0,41\text{m}}{2,65 \text{ m}} \right) = 12\,378,97 \frac{Kg}{m^2}$$

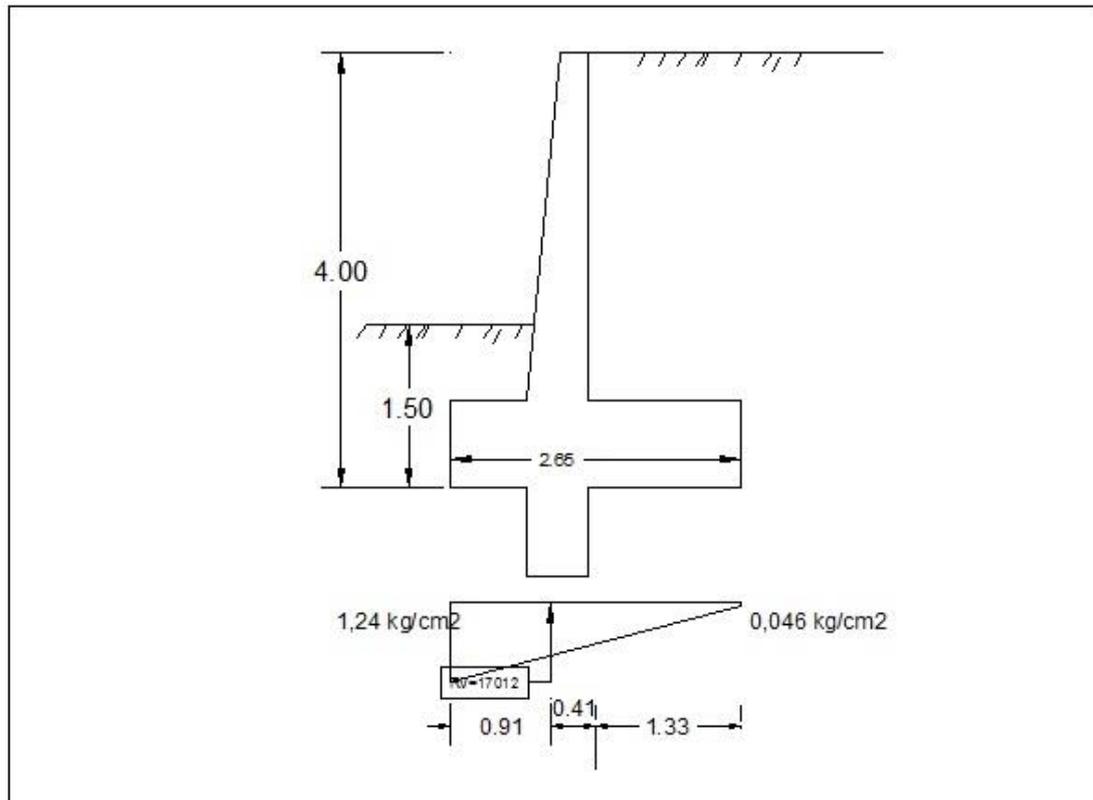
$$= 1,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,24 \frac{kg}{cm^2} \leq \sigma_{adm} = 1,50 \frac{kg}{cm^2} \quad O.K.$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{17\,012 \frac{Kg}{m}}{2,65 m} \left(1 - \frac{6 * 0,41 m}{2,65 m} \right) = 460,27 \frac{Kg}{m^2}$$

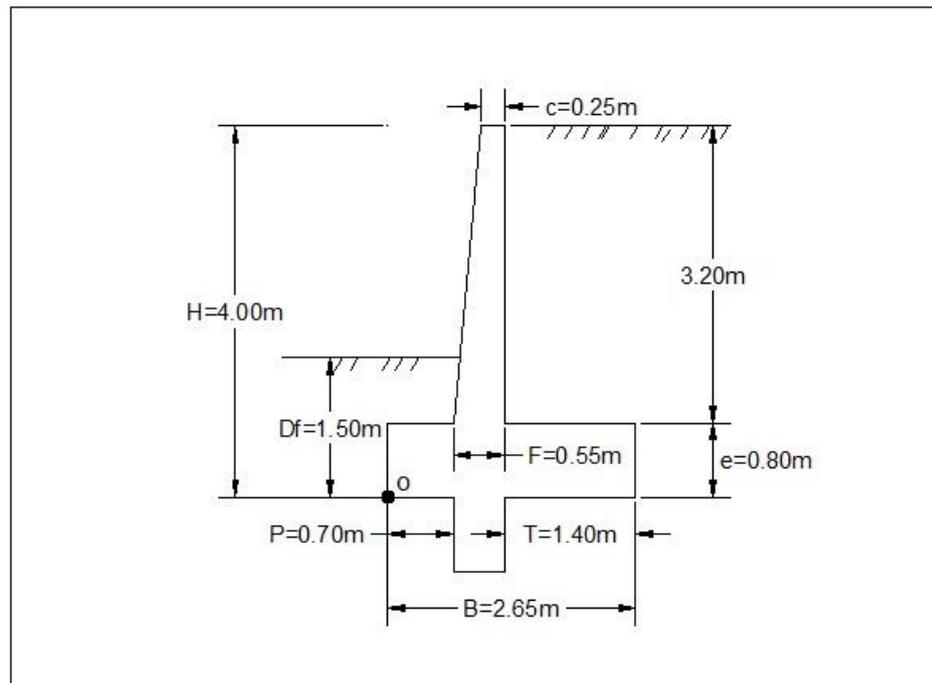
$$= 0,046 Kg/cm^2$$

Figura 12. Presión de contacto suelo-muro



Fuente: Autor

El procedimiento cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones es bastante regular disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón del muro.

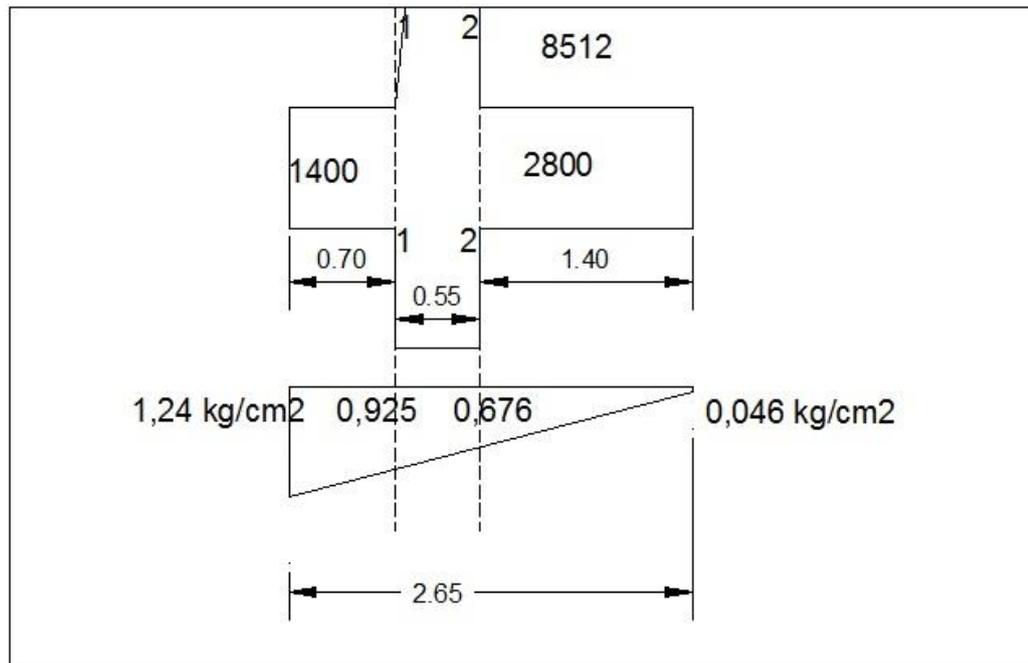
Figura 13. Dimensionado definitivo

Fuente: Autor

1.5.2. 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, 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 originan tracción en la fibra superior.

Figura 14. Momentos flectores resultantes

Fuente: Autor

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base

La fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 se determinó despreciando el peso del relleno, debido a que no se puede garantizar la permanencia del mismo.

Puntera (fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):

Peso Propio, por metro lineal de muro (hacia abajo).

$$W_{pp} = 0,80 \text{ m} * 0,7 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 1400 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio

$$b_{pp} = \frac{1}{2} * 0,7 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

Reacción del suelo, por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1,24 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} + 0,925 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right) * 70 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 7563,36 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1(hacia arriba)

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp}$$

$$V_{1-1} = 7\,563,36 \text{ kg} - 1\,400 \text{ kg} = 6\,163,36 \text{ kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal puede dividirse en un triángulo de altura $(1,24 - 0,925 = 0,315) \text{ kg/cm}^2$ y un rectángulo de altura $0,925 \text{ kg/cm}^2$.

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} * 0,315 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 70 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 1\,101,92 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triángulo}} = \frac{2}{3} * 0,70 \text{ m} = 0,467 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,925 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 70 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 6\,461 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} * 0,70 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

Momento en la sección 1-1, por metro lineal de muro, horario positivo

$$\begin{aligned} M_{1-1} &= 1\,101,92 \text{ kg} * 0,467 \text{ m} + 6\,461 \text{ kg} * 0,35 \text{ m} - 1\,400 \text{ kg} * 0,35 \text{ m} \\ &= 2\,285,73 \text{ Kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):**Peso propio, por metro lineal de muro (hacia abajo)**

$$W_{pp} = 0,80 \text{ m} * 1,40 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2\,500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 2\,800 \text{ kg}$$

Brazo del peso propio

$$b_{pp} = \frac{1}{2} * 1,4 \text{ m} = 0,70 \text{ m}$$

Reacción del suelo, por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s2} = \left(\frac{0,676 \text{ kg/cm}^2 + 0,046 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) * 140 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 5\,052,05 \text{ kg}$$

Peso del relleno

$$W_r = 3,20 \text{ m} * 1,4 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \frac{900 \text{ Kg}}{\text{m}^3} = 8\,512 \text{ kg}$$

Brazo del relleno

$$b_r = \frac{1}{2} * 1,40m = 0,70m$$

Fuerza cortante resultante en el talón V2-2 (hacia abajo)

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r$$

$$V_{2-2} = 5\,052,05 - 2\,800 - 8\,512 = -6\,259,95kg$$

El diagrama trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura (0,676-0,046=0,63) kg/cm^2 y un rectángulo de altura 0,046 kg/cm^2

$$R_{triángulo} = \frac{1}{2} * 0,63 \frac{kg}{cm^2} * 140\,cm * 100\,cm = 4\,729,86\,kg$$

$$b_{triángulo} = \frac{1}{3} * 1,40\,m = 0,467\,m$$

$$R_{rectángulo} = 0,046 \frac{kg}{cm^2} * 140\,cm * 100\,cm = 644,37kg$$

$$b_{rectángulo} = \frac{1}{2} * 1,40\,m = 0,70\,m$$

Momento respecto a la sección 2-2, por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{2-2} = -4\,729,86kg * 0,467m - 644,37kg * 0,7m + 2\,800kg * 0,7m + 8\,512kg * 0,7m = 8\,653,66\,kg - m$$

Las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones críticas 1-1 y 2-2 son.

$$V_{1-1} = 6\,163,36\,kg$$

$$V_{2-2} = -6\,259,95kg$$

$$M_{1-1} = 2\,285,73\,Kg - m$$

$$M_{2-2} = 8\,653,66\,kg - m$$

Diseño de la zapata por corte**Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico**

$$F.C.u = \frac{1,6.E_a + 1.\Delta DE_a + 1.F_{spp}}{E_{a+\Delta}}$$

$$E_a = 5\,061,6$$

$$\Delta DE_a = 1\,221,84$$

$$F_{spp} = 1\,275$$

$$F.C._u = 1,401$$

Corte máximo

$$V_{max} = 6\,259,95\text{ Kg}$$

Corte ultimo máximo

$$V_u = 1,401 * 6\,259,95\text{ Kg} = 8\,775,18\text{Kg}$$

Recubrimiento

El recubrimiento mínimo inferior de la zapata del muro debe ser de 7,5 cm, el hormigón que se vierte directamente en el suelo. Si el hormigón se vierte sobre una capa de concreto pobre, el recubrimiento inferior puede disminuirse a 5cm.

$$d = e - r = 80\text{ cm} - 7,5\text{ cm} = 72,5\text{cm}$$

Corte máximo resistente del hormigón

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0,53 * \sqrt{\frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100\text{cm} * 72,5\text{cm} = 59\,527,754\text{Kg}$$

$$V_c = 59\,527,754\text{ Kg} > \frac{V_u}{\phi} = \frac{8\,775,18\text{Kg}}{0,75} = 11\,700,24\text{Kg}$$

El espesor de la zapata es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan.

Diseño por flexión zapata

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme de área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será la misma requerida por el código ACI.

Datos para el cálculo del acero de refuerzo en la zapata:

$$f'_c = 240\text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200\text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$e = 80\text{cm}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = 7,5\text{cm}$$

$$\text{Recubrimiento superior} = 5\text{cm}$$

$$d_i = 80\text{cm} - 7,5\text{cm} = 72,5\text{cm}$$

$$d_s = 80\text{cm} - 5\text{cm} = 75\text{cm}$$

Momento último en puntera

$$M_u = F.C._u * M_{1-1} = 1,401 * 2\,285,73\text{Kg} - m = 3\,204,13\text{kg} - m$$

Momento último en talón

$$M_u = F.C._u * M_{2-2} = 1,401 * 8\,653,66\text{kg} - m = 12\,130,68\text{ kg} - m$$

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando que el muro se encuentra en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en el talón del muro, el factor de minoración de resistencia por flexión es: $\phi = 0,90$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 * \phi * f'_c * b}} = \sqrt{\frac{12\,130,68 * 100\text{kg} - \text{m}}{0,189 * 0,90 * \frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}} = 17,23\text{cm}$$

Espesor de la zapata e requerido por flexión (tracción fibra superior):

$$e = d + \text{recubrimiento} = 17,23\text{cm} + 5\text{cm} = 22,23\text{cm} < 60\text{cm}$$

El espesor de la zapata de 60cm es adecuado para resistir las solicitaciones de flexión que resultan.

Acero mínimo de refuerzo por metro lineal de muro.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,0018 * b * t = 0,0018 * 100\text{cm} * 60\text{cm} \\ &= 10,80\text{cm}^2 \text{ por metro lineal} \end{aligned}$$

Calculo del acero requerido:

$$\begin{aligned} A_s &= \tilde{n} * d - \sqrt{(\tilde{n} * d)^2 - \frac{2 * M_u * \tilde{n}}{\phi * F_y}} \\ \tilde{n} &= \frac{0,85 * f'_c * b}{F_y} \end{aligned}$$

Acero requerido en puntera, (cara inferior) por metro lineal de muro.

$$1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} < 10,80\text{cm}^2/\text{ml}$$

Acero requerido en talón, (cara superior) por metro lineal de muro.

$$4,30\text{cm}^2/\text{ml} < 10,80\text{cm}^2/\text{ml}$$

1.5.3. Diseño de la pantalla

La pantalla del muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada

metro, midiendo la altura (y) desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

Y(m)	Ea	Es	Ea+s	Ma+s	ΔDEa
1	316.35	506.16	822.51	358.53	76.3648445
2	1265.4	1012.32	2277.72	1855.92	305.459378
3	2847.15	1518.48	4365.63	5124.87	687.283601
3.2	3239.424	1619.712	4859.136	6046.9248	781.976008

Y(m)	F _{spp} (triangulo)	F _{spp} (rectangulo)	E a+ Δ	M a+ Δ
1	17.578125	93.75	504.04297	209.094271
2	70.3125	187.5	1828.67188	1485.25417
3	158.203125	281.25	3973.88673	4801.79533
3.2	180	300	4501.40001	5795.60108

A continuación se indican los valores de solicitaciones de corte y momento, espesor de la pantalla, altura útil para diferentes valores de y, que varían desde 1m hasta 3,20m con secciones a cada metro.

y(m)	Vu (kg)	Mu (kg*m)	Fy (cm)	dy (cm)	$\varphi \cdot Vc$
1	706.5660881	293.107791	34.38	29.38	18092.33
2	2563.427353	2082.025329	43.75	38.75	23862.42
3	5570.583796	6731.143861	53.13	48.13	29638.66
3.2	6310.050506	8124.258116	55	50	30790.22

Se puede observar que el corte resistente es superior al corte actuante en todas las secciones, de tal manera que el espesor propuesto de la pantalla es el correcto para resistir las fuerzas cortantes del caso de carga considerada.

y(m)	As _{min} (cm ²)	As _{requerido} (cm ²)	As _{real} (cm ²)
1	6.19	0.26	6.19
2	7.88	1.43	7.88
3	9.56	3.73	9.56
3.2	9.9	4.34	9.9

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión empleando la siguiente ecuación, el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla.

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b}} = \sqrt{\frac{8\,124,25 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,189 \cdot 0,90 \cdot \frac{240 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}} = 14,10 \text{ cm}$$

$$F = d + \text{recubrimiento} = 14,10 + 5 = 19,10 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla es adecuado para resistir las solicitaciones de flexión del caso planteado.

1.6. Normativa ACI aplicable a muros

El capítulo 14 del ACI corresponde al reglamento de muros como elementos verticales que soportan cargas.

Generalidades

Los muros deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidas.

A menos que se demuestre lo contrario mediante un análisis, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga concentrada, no debe exceder la menor distancia centro a centro de las cargas, ni el ancho de apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

Los muros deben anclarse a los elementos que los intersectan, como pisos o cubiertas; o a columnas, pilastras, contrafuertes, de otros muros, y zapatas. (ACI 318, 2008).

Refuerzo mínimo

- La cuantía mínima para refuerzo vertical P_v , es:

(a) 0,0012 para barras corrugadas no mayores que No. 16 con f_y no menor que 420 MPa, o

(b) 0,0015 para otras barras corrugadas, o

(c) 0,0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200.

- La cuantía mínima para refuerzo horizontal, P_h es:

(a) 0,0020 para barras corrugadas no mayores que No. 16 con f_y no menor que 420 MPa, o

(b) 0,0025 para otras barras corrugadas, o

(c) 0,0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200.

- Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:

(a) Una capa consistente en no menos de $1/2$, y no más de $2/3$ del refuerzo total requerido para cada dirección debe colocarse a no menos de 50 mm ni a más de $1/3$ del espesor del muro a partir de la superficie exterior.

(b) La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de $1/3$ del espesor del muro a partir de la superficie interior. (ACI 318, 2008).

- El refuerzo vertical y horizontal debe espaciarse a no más de tres veces el espesor del muro, ni de 450 mm.
- El refuerzo vertical no necesita estar confinado por estribos laterales cuando el refuerzo vertical no es mayor de 0,01 veces el área total de concreto, o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión.

El capítulo 21 del ACI contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto construida en obra o prefabricada capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia.

- Todas las estructuras deben asignarse a una Categoría de Diseño Sísmico (CDS).

Todos los muros estructurales deben cumplir.

Refuerzo

- El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. El refuerzo a V_n debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.
- Deben emplearse al menos dos capas de refuerzo cuando V_u exceda $0,17 A_{CV} \lambda \sqrt{f'c}$.
- El refuerzo en muros estructurales debe estar desarrollado o empalmado para f_y en tracción (con ciertas excepciones).

Fuerzas de diseño

V_u debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga. (ACI 318, 2008).

CAPÍTULO 2

SOFTWARE

2. Desarrollo de software

El programa está realizado en Visual Basic de la cadena de productos de Microsoft siendo una extensión o herramienta de Microsoft Excel, por la modalidad gráfica, de objetos y la hoja de cálculo que presenta, haciendo que el programa sea muy amigable entre el operador y la máquina.

El poder combinar la programación con las opciones que te permite la hoja de cálculo de Excel ayuda a generar programas y rutinas de una manera fácil, rápida y segura, logrando automatizar muchos procesos que son largos y tediosos cuando se realizan de manera manual, lo cual nos permite el ahorro de tiempo, el logro de una mayor precisión y es ideal para la obtención de prediseños que en el futuro simplemente se pulen para ser presentados.

2.1. Notación

El programa se presenta en un modo visual muy simple de utilizar, como se puede observar en el siguiente gráfico.

Figura 15. Pantalla de ingreso de datos

INGRESO DE DATOS

$H =$ m

$D_f =$ m

Sobrecarga Vehicular

Suelo de relleno:

$\gamma =$ Kg/m³

$\phi =$ °

$c =$ Kg/cm²

Longitud del muro = m

Suelo de fundación:

$\gamma =$ Kg/m³

$\phi =$ °

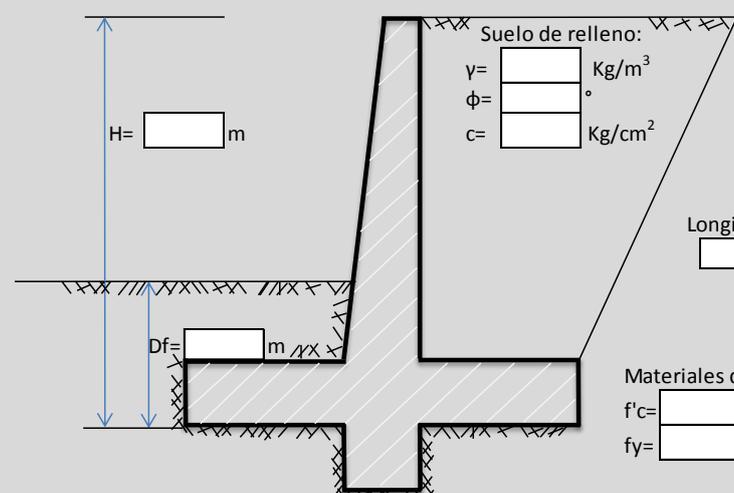
$c =$ Kg/cm²

$q_{ult} =$ Kg/cm²

Materiales del muro:

$f'c =$ Kg/cm²

$f_y =$ Kg/cm²



Fuente: Autor

Figura 16. Casos especiales, ingreso de datos

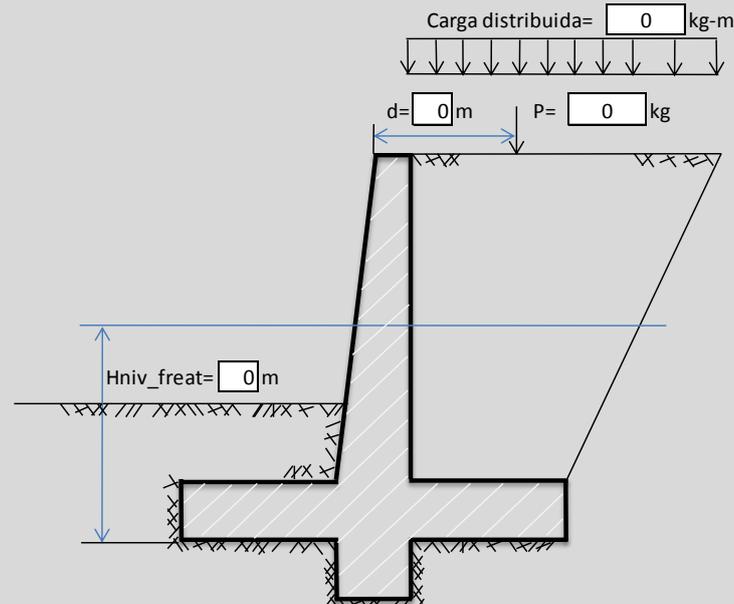
CASOS ESPECIALES

$H_{niv_freat} =$ m

Carga distribuida = kg-m

$d =$ m

$P =$ kg



Fuente: Autor

Las ventanas presentadas en la figura 15 y 16 es la entrada de datos, los cuales son los necesarios para la elaboración de un diseño de muro ménsula y tomando en cuenta casos especiales de existir, como: cargas puntuales que se apliquen en la parte superior del muro, exista un nivel freático en donde se va a diseñar y cargas distribuidas en la parte superior.

El programa tiene dos botones ejecutables:

1. CALCULAR. Una vez ingresado los datos, se hace clic izquierdo sobre el botón CALCULAR y el programa diseña el muro con ayuda de una hoja de cálculo, en la cual se encuentra todas las operaciones y fórmulas planteadas y utilizadas.
2. BORRAR. Al hacer clic sobre este botón, los datos se ponen en cero, limpiando la ventana para hacer un nuevo diseño.

La ventana de inicio está dividida en varias partes de ingreso de datos, ubicados en un diagrama de donde se encuentran en realidad, los cuales son:

Se ingresan 3 datos generales del muro.

- H= se refiere a la altura del muro (en metros).
- L= la longitud del muro (en metros).
- Df= altura de fundación (en metros).

Datos sobre los MATERIALES DEL MURO.

- f^c = es el esfuerzo máximo de compresión en el concreto, medido en carga por unidad de área (en kg/cm^2).
- f_y = es el esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo en estructuras de concreto (en kg/cm^2).

Datos sobre el SUELO DE RELLENO.

- γ = peso específico del suelo de relleno (en kg/m^3).
- Φ = Angulo de fricción interna del suelo de relleno (en grados).
- c= Cohesión del suelo de relleno (en Kg/cm^2).

Datos del SUELO DE FUNDACION.

- γ = peso específico del suelo de fundación (en kg/m^3).

- Φ = Angulo de fricción interna del suelo de fundación (en grados).
- c = Cohesión del suelo de fundación (en Kg/cm^2).
- q_{ult} = esfuerzo ultimo del suelo de fundación (en kg/cm^2).

Consta de una opción para cuando exista sobrecarga vehicular ubicada en la parte superior, el cual se señala cuando exista sobrecarga vehicular.

Datos de CASOS ESPECIALES.

- H_{niv_freat} = en caso de existir nivel freático se escribe la altura a la cual se encuentra (en m).
- Carga distribuida= de existir una carga distribuida en la parte superior del muro (en kg-m).
- P = en caso de existir una fuerza puntual (en kg).
- d = en caso de existir una fuerza puntual se escribe la distancia a la cual se encuentra (en m).

2.2. Desarrollo de código

El código empleado se utilizó para la entrada de datos, una primera iteración del predimensionado del muro, generación de datos de salida en una hoja de cálculo en la cual se encuentran todos los cálculos correspondientes al diseño de muros ménsula y finalmente para borrar y encerar todas las ventanas de ingreso de datos para un nuevo diseño.

El código es el siguiente:

Option Explicit

Sub calcular()

Dim H, L, Df, fc, fy, gammar, phir, cr, gammas, phis, cs, q, c, B, F, e, P, T, cn

As Double

Sheets("INGRESO DE DATOS").Select

H = Range("a1").Value

Df = Range("h16:i16").Value

fc = Range("t18:u18").Value

```

fy = Range("t19:u19").Value
gammar = Range("p7:q7").Value
phir = Range("p8:q8").Value
cr = Range("p9:q9").Value
gammas = Range("k23:l23").Value
phis = Range("k24:l24").Value
cs = Range("a2").Value
q = Range("k26:l26").Value
L = Range("u13:v13").Value
cn = cs * 10000

```

' Escribir datos

```

Sheets("PROCESAMIENTO").Select
Range("C12").Value = H
Range("g7").Value = Df
Range("k6").Value = fc
Range("k7").Value = fy
Range("g15").Value = gammar
Range("g16").Value = phir
Range("g17").Value = cr
Range("g6").Value = gammas
Range("g8").Value = phis
Range("g9").Value = cn
Range("g10").Value = q
Range("r7").Value = L

```

' Dimensionado

```

Sheets("DIMENSIONADO").Select
c = 0.3
B = 0.6 * H
F = H / 10
e = H / 10
P = B / 4
T = B - F - P
Range("d7").Value = P

```

```

Range("d8").Value = T
Range("d9").Value = F
Range("d10").Value = e
Range("d11").Value = c
End Sub

```

Código para borrado de celdas.

```

Sub borrar()
    Sheets("INGRESO DE DATOS").Select
    Range("G9:H9,P7:Q9,U13:V13,T18:U19,K23:L26,H16:I16").Select
    Range("K23").Activate
    ActiveWindow.SmallScroll Down:=6
    Selection.ClearContents
    Range("S31:T31").Select
    ActiveCell.FormulaR1C1 = "0"
    Range("S32").Select
    ActiveWindow.SmallScroll Down:=12
    Range("N34").Select
    ActiveCell.FormulaR1C1 = "0"
    Range("R34:S34").Select
    ActiveCell.FormulaR1C1 = "0"
    Range("R35").Select
    ActiveWindow.SmallScroll Down:=6
    Range("I43").Select
    ActiveCell.FormulaR1C1 = "0"

    Sheets("PROCESAMIENTO").Select
    Range("C12").Value = " "
    Range("g7").Value = " "
    Range("k6").Value = " "
    Range("k7").Value = " "
    Range("g15").Value = " "
    Range("g16").Value = " "

```

```

Range("g17").Value = " "
Range("g6").Value = " "
Range("g8").Value = " "
Range("g9").Value = " "
Range("g10").Value = " "
Range("r7").Value = " "

```

```

Sheets("DIMENSIONADO").Select
Range("d7").Value = " "
Range("d8").Value = " "
Range("d9").Value = " "
Range("d10").Value = " "
Range("d11").Value = " "

```

```

Sheets("INGRESO DE DATOS").Select
Range("c2").Select

```

End Sub

Los datos ingresados por medio de la ventana muro se reescriben en una hoja de cálculo **MEMORIA TECNICA** en donde se realizan todas las operaciones necesarias para el diseño de muros ménsula.

Datos:

Figura 17. Datos del predimensionamiento del muro

PREDIMENSIONAMIENTO MURO		
P		m
T		m
F		m
e		m
B	#¡VALOR!	m
c		m
H		m

Fuente: Autor

Figura 18. Dimensionado del dentellón.

DENTELLON		
Hd		m
Bd		m
Dist. desde 0		m

Fuente: Autor

Figura 19. Datos del suelo de fundación

SUELO DE FUNDACION		
γ_s		Kg/m ³
Df		m
ϕ		°
σ_{adm}		
qu		Kg/cm ²
Fs cap. Port. >=3	3	
Fs cap port	2	

Fuente: Autor

Figura 20. Datos del suelo de relleno

SUELO DE RELLENO		
γ_s		Kg/m ³
ϕ		
σ_{adm}		Kg/cm ²

Fuente: Autor

Figura 21. Datos de los materiales del muro

MATERIALES DEL MURO		
F'c		Kg/cm ²
Fy		Kg/cm ²
γ_{HA}	2500	Kg/m ³

Fuente: Autor

Figura 22. Datos del nivel freático

Nivel Freatico		
γ_{sat}	2000	kg/m ³
γ_{agua}	1000	kg/m ³
H Niv. Freat.	0	m

Fuente: Autor

En la hoja de cálculo se contemplan casos especiales como se detallaron anteriormente que pueden ocurrir o deben tenerse en cuenta para un cálculo completo de muros.

Figura 23. Datos de los datos especiales encerados

Carga Puntual Corona					
Cargas	Carga	Dist desde A	M _{1e}	M _{2e}	
Carga Puntual 1	0	0	0	0	kg-m
Carga Puntual 2			0		
Carga Distribuida					
Cargas	Carga	Empuje	h	M _v	M _v (kg-m)
Carga Distribuida 1	0	#VALOR!	#VALOR!	#VALOR!	#VALOR!
Carga Distribuida 2		#VALOR!	#VALOR!	#VALOR!	En(kg)

Fuente: Autor

El resto de la hoja de cálculo es una memoria técnica de los cálculos realizados para verificar que el muro cumple con todas las especificaciones necesarias.

2.3. Ejemplos de aplicación

El enunciado del problema es el siguiente, el cual para una mejor verificación se utilizó el ejemplo de la fuente: (Torres Belandria, 2008, p.36).

Diseñar un muro de contención de concreto armado en voladizo de 6 m de altura, para contener un terraplén. Cuyos datos son los siguientes:

Materiales del muro

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

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Suelo de Relleno

$$\gamma = 1\,900 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

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

Suelo de fundación

$$\gamma = 1\,800 \text{ Kg/m}^3$$

$$D_f = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$c = 0,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{ult} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Tiene sobrecarga vehicular, zona sísmica II y drenar aguas lluvias.

Figura 24. Ingreso de datos

INGRESO DE DATOS

H= m

Df= m

Longitud del muro= m

Sobrecarga Vehicular

Suelo de relleno:

γ =	<input type="text" value="1900"/>	Kg/m ³
ϕ =	<input type="text" value="34"/>	°
c=	<input type="text" value="0"/>	Kg/cm ²

Materiales del muro:

$f'c$ =	<input type="text" value="210"/>	Kg/cm ²
f_y =	<input type="text" value="4200"/>	Kg/cm ²

Suelo de fundación:

γ =	<input type="text" value="1800"/>	Kg/m ³
ϕ =	<input type="text" value="32"/>	°
c=	<input type="text" value="0.25"/>	Kg/cm ²
q_{ult} =	<input type="text" value="4.5"/>	Kg/cm ²

CASOS ESPECIALES

Carga distribuida= kg-m

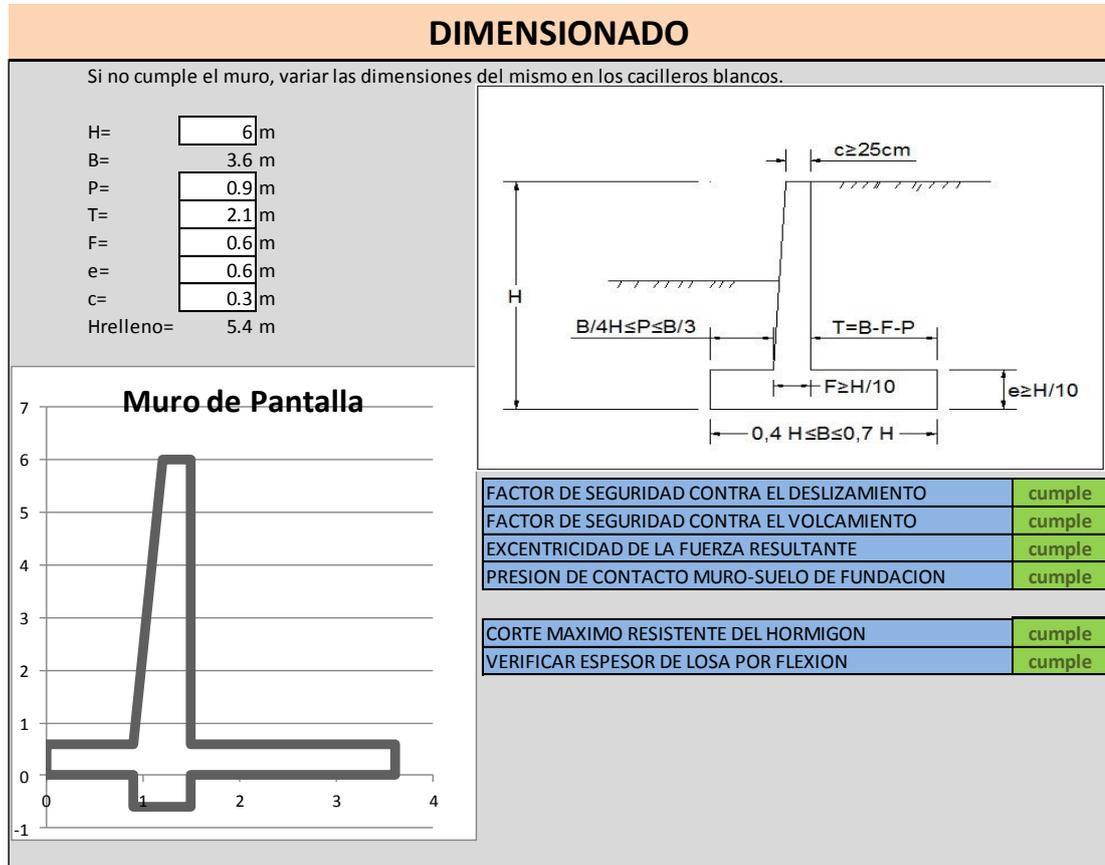
d= m P= kg

Hniv_freat= m

Fuente: Autor

Se hace clic en calcular y aparecemos en la pestaña de dimensionado, con los siguientes datos.

Figura 25. Pantalla de dimensionamiento



Fuente: Autor

Se debe verificar que el diseño del muro cumpla con todos los criterios de diseño, caso contrario, será necesario variar las dimensiones iterando hasta que el mismo cumpla. En este caso cumplió a la primera y no hizo falta cambiar dimensiones en las celdas indicadas, sin embargo incluso se podría disminuir las secciones hasta comprobar el punto de inflexión y de esta manera optimizar dimensiones y armados.

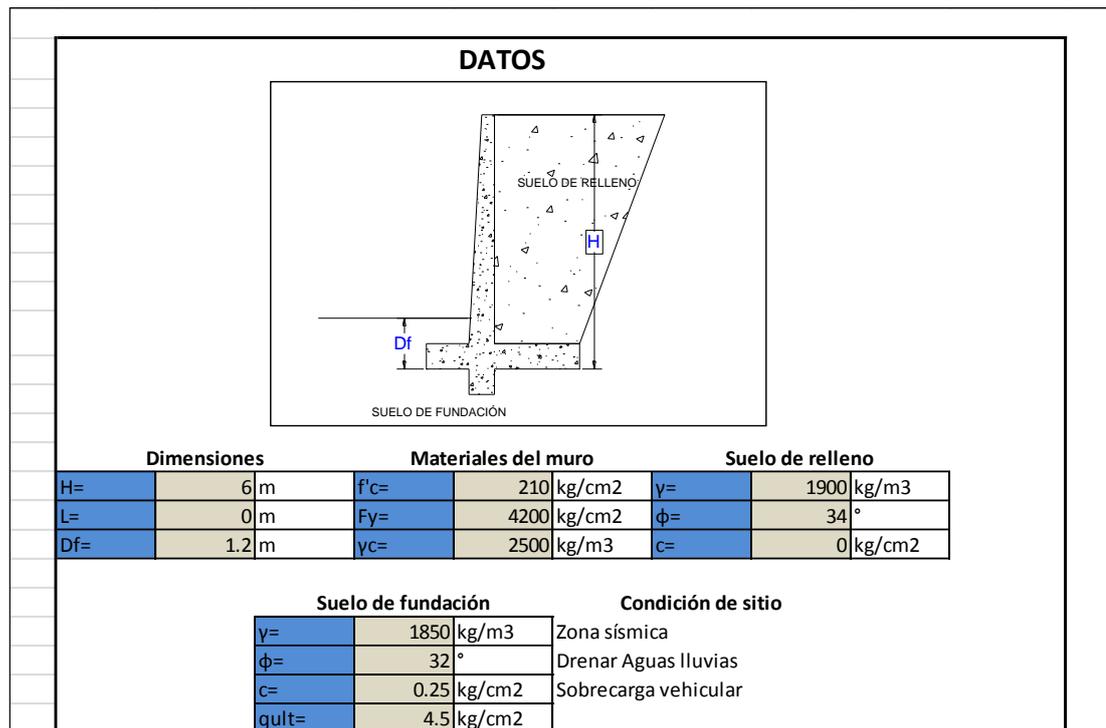
Se genera una memoria técnica en la pestaña denominada “MEMORIA TECNICA” en la cual constan todos los cálculos realizados para el diseño del muro.

2.4. Salida de resultados

Para una mejor interpretación de respuestas, se obtiene una hoja resumen con el nombre de “RESULTADOS” en donde están los aspectos más importantes del diseño de muros ménsula.

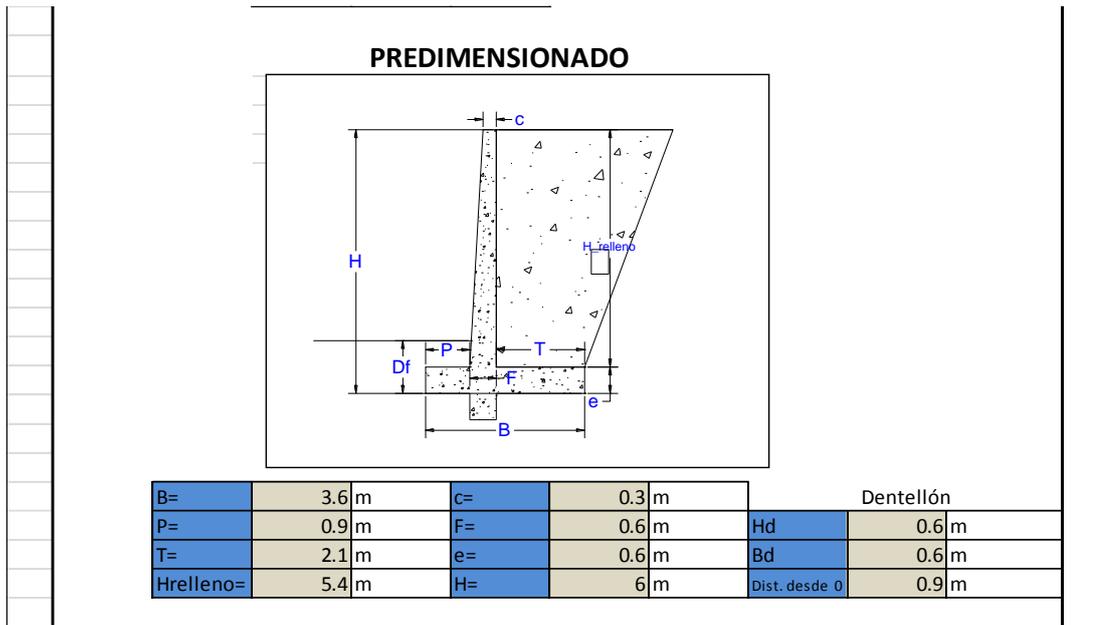
A continuación se presenta los resultados del ejemplo anterior:

Figura 26. Salida de resultados, datos iniciales



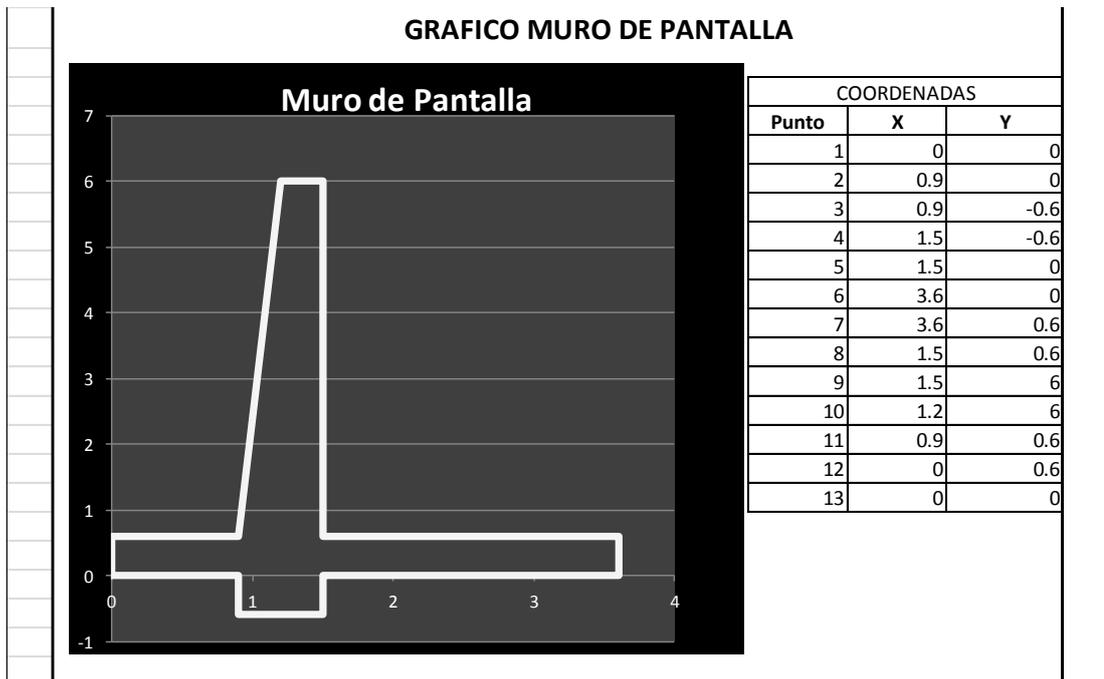
Fuente: Autor

Figura 27. Salida de resultados, predimensionado



Fuente: Autor

Figura 28. Salida de resultados, gráfico del muro



Fuente: Autor

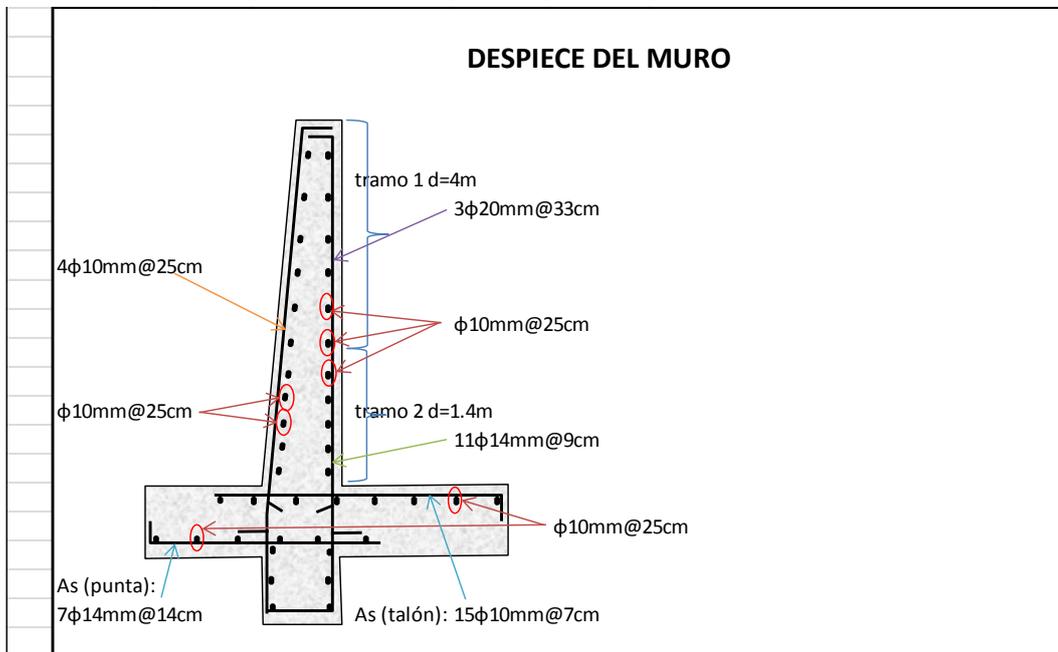
Figura 29. Salida de resultados, cálculo de armado en zapata y pantalla

ACERO DE REFUERZO BASE						
Descripcion	As real(cm2)	# Varillas	Espac (m)	Diametro (mm)	Diseño	
As (punta):	10.78	7	0.14	14	7φ14mm@14cm	
As (talón):	11.78	15	0.07	10	15φ10mm@7cm	
As (ret y temp):	3.14	4	0.25	10	4φ10mm@25cm	

ACERO DE REFUERZO PANTALLA						
Tramo	Dist (m)	As real(cm2)	# Varillas	Espac (m)	Diametro (mm)	Diseño
1	4	9.42	3	0.33	20	3φ20mm@33cm
2	1.4	16.93	11	0.09	14	11φ14mm@9cm
AS (ret y temp)	5.4	3.14	4	0.25	10	4φ10mm@25cm

Fuente: Autor

Figura 30. Salida de resultados, salida gráfica de la propuesta de armados



Fuente: Autor

Figura 31. Salida de resultados, volúmenes de obra, acero de refuerzo y presupuesto referencial directo

Volumen de hormigón			Acero de refuerzo		
Pantalla:	2.43	m ³ /ml	Pantalla:	98.18	Kg/ml
Base:	2.16	m ³ /ml	Base:	67.25	Kg/ml
Dentellón:	0.36	m ³ /ml	Dentellón:	12.70	Kg/ml
TOTAL=	4.95	m³/ml	TOTAL=	178.13	Kg/ml

PRESUPUESTO REFERENCIAL DIRECTO					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR	P. UNIT	P. TOTAL
01	Excavacion	m ³	4.32	10	43.2
02	Replanteo e=20cm	m ²	3.60	8	28.8
03	Hormigón zapata	m ³	2.52	120	302.4
04	Acero de ref. zapata	kg	79.95	2	159.9
05	Encofrado pantalla	m ²	10.80	10	108
06	Hormigón de pantalla	m ³	2.43	140	340.2
07	Acero de ref. pantalla	kg	98.18	2	196.36
TOTAL PRESUPUESTO REFERENCIAL:					\$ 1,178.86

Son: **Un mil Ciento Setenta y Ocho, 86/100 dólares**

Fuente: Autor

Al final de la hoja de resultados existen unas celdas de color plomo y es en donde podemos ingresar nuestros análisis de precios unitarios para obtener el valor del mismo.

CAPÍTULO 3

MANUAL DE USUARIO

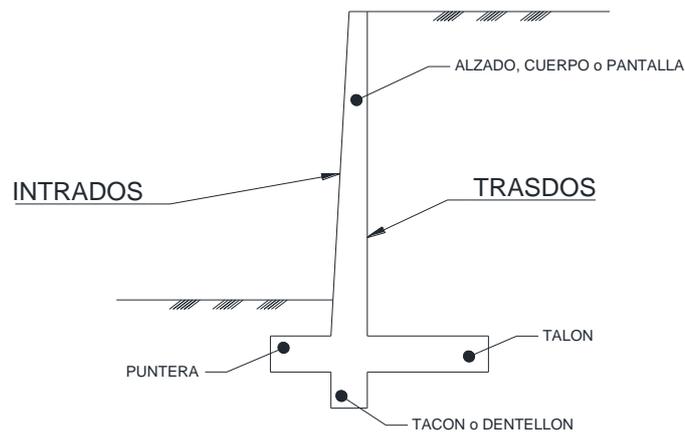
3. Manual de usuario

Para un correcto uso del programa de diseño de muros de contención en ménsula es importante leer y entender el manual de usuario, en el cual se especifica los datos necesarios con su significado, el modo de uso, el correcto ingreso de datos y los resultados que nos presenta.

3.1. Designación

En la figura 1 se indica un muro clásico de hormigón armado y las designaciones que emplearemos, habrán algunas que en determinados muros no existan, tal es el caso de la puntera, talón o tacón, esto independientemente de si el muro es o no de gravedad, es decir de hormigón ciclópeo, o si bien es de hormigón armado.

Figura 32. Designación empleada en muros



Fuente: Autor

Un muro sin puntera es de uso poco frecuente en edificación. Un muro sin talón se usa cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena (medianería). En este caso el muro, además de los inconvenientes técnicos que esta forma encierra, arrastra otros de tipo constructivo, ya que el terreno puede no estar drenado, la impermeabilización

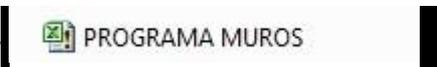
del trasdós no suele ser posible y, por tanto, la impermeabilidad del muro será difícil de garantizar y el empuje hidráulico del terreno es difícil de evaluar. Una solución podría ser el retranquear la estructura para garantizar la evacuación de agua.

En cuanto al tacón o dentellón, se prescindirá de él cuándo no exista problema de deslizamiento.

3.1.1. Instrucciones generales

Para iniciar el programa se requiere tener instalado Excel 2010.

Para ejecutar el programa “PROGRAMA MUROS” damos doble clic izquierdo en

la hoja Excel llamada “PROGRAMA MUROS” 

De inmediato se abre el programa, nos aseguramos de estar en la hoja “INGRESO DE DATOS” y comenzamos el ingreso de los mismos.

3.1.2. Ingreso de datos

En la hoja denominada “**INGRESO DE DATOS**” aparece estos cuadros donde se deben escribir los datos para empezar con el diseño del muro el cual consta de dos partes.

La primera son datos estrictamente necesarios para el cálculo del mismo.

La segunda son casos especiales que se pueden presentar en el diseño.

Figura 33. Ingreso de datos

INGRESO DE DATOS

$H =$ m

$D_f =$ m

Suelo de relleno:

$\gamma =$ Kg/m³

$\phi =$ °

$c =$ Kg/cm²

Sobrecarga Vehicular

Longitud del muro = m

Suelo de fundación:

$\gamma =$ Kg/m³

$\phi =$ °

$c =$ Kg/cm²

$q_{ult} =$ Kg/cm²

Materiales del muro:

$f'c =$ Kg/cm²

$f_y =$ Kg/cm²

Fuente: Autor

Figura 34. Ingreso de datos casos especiales

CASOS ESPECIALES

$H_{niv_freat} =$ m

Carga distribuida = kg-m

$d =$ m

$P =$ kg

Fuente: Autor

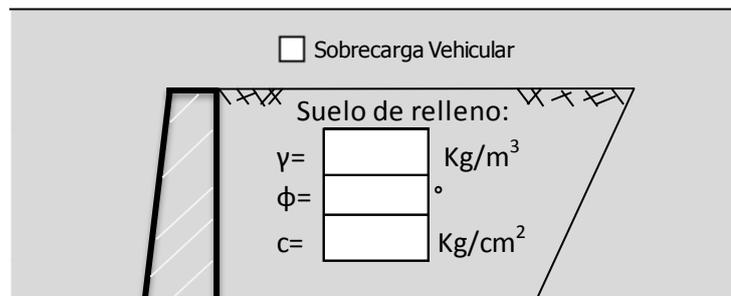
En la hoja de ingreso de datos está dividida en dos partes, la primera es la parte donde se ingresan los datos de las características de los materiales de muro así como las dimensiones a cubrir y son estrictamente necesarios. Los datos de ingreso en la segunda parte denominada “CASOS ESPECIALES” se deberán llenar al estar seguros de que los mismos existan, caso contrario dejar las celdas en “0”.

El programa tiene dos botones ejecutables:

1. “CALCULAR”  . Una vez ingresado los datos, se hace clic izquierdo sobre el botón CALCULAR y el programa diseña el muro con ayuda de un algoritmo desarrollado en una hoja de cálculo, en la cual se encuentra todas las operaciones y fórmulas utilizadas y a la vez nos redirige a la hoja denominada “DIMENSIONADO”.
2. “BORRAR”  . Al hacer clic sobre este botón, los datos se ponen en cero, limpiando la ventana para hacer un nuevo diseño.

Los datos a ingresar son los siguientes:

Figura 35. Parte superior de la pantalla de ingreso de datos



Sobrecarga Vehicular

Suelo de relleno:

$\gamma =$ Kg/m^3

$\phi =$ $^\circ$

$c =$ Kg/cm^2

Fuente: Autor

En la parte superior consta de una opción seleccionable para cuando exista sobrecarga vehicular en el diseño.

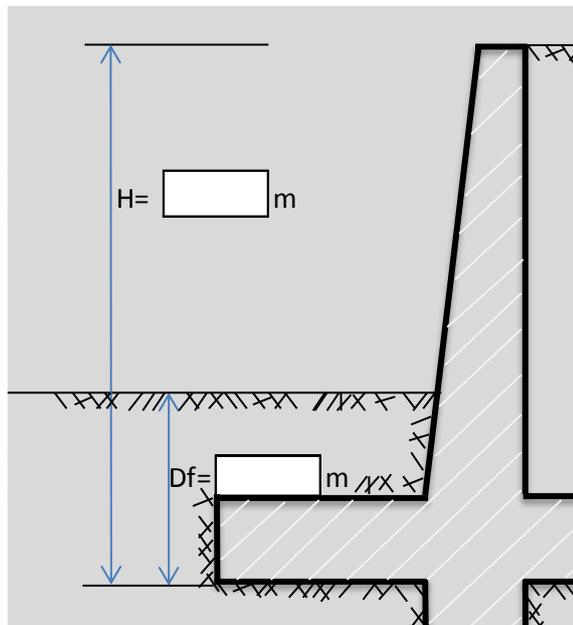
Datos sobre el suelo de relleno:

γ = peso específico del suelo de relleno (en kg/m^3).

Φ = Angulo de fricción interna del suelo de relleno (en grados).

c = Cohesión del suelo de relleno (en Kg/cm^2).

Figura 36. Lado derecho de la pantalla de ingreso de datos

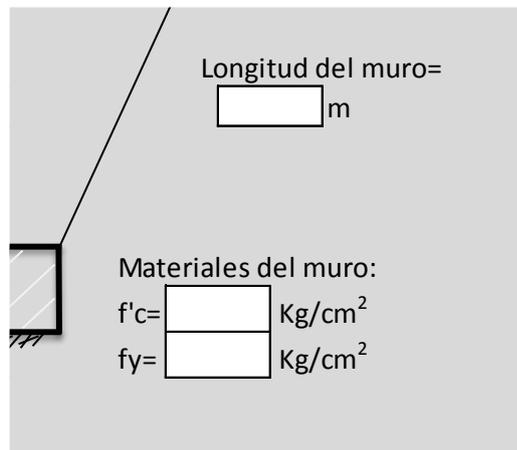


Fuente: Autor

H= se refiere a la altura del muro (en metros).

Df= altura de fundación (en metros).

Figura 37. Lado izquierdo de la pantalla de ingreso de datos



Fuente: Autor

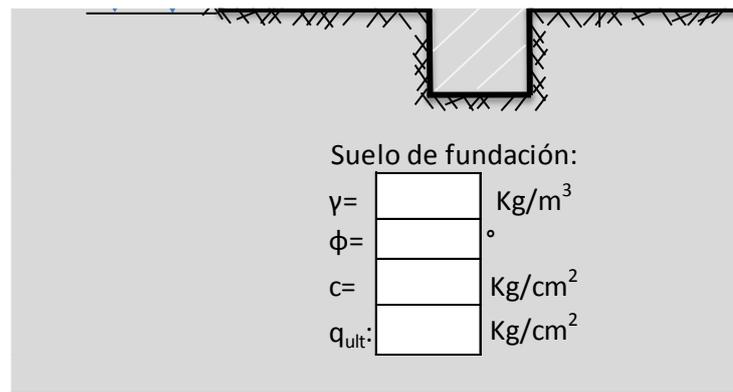
Longitud del muro= es la longitud del muro o la distancia a cubrir del mismo (en metros).

Datos sobre los materiales del muro:

$f'c$ = es el esfuerzo máximo de compresión en el concreto, medido en carga por unidad de área (en kg/cm^2).

f_y = es el esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo en estructuras de concreto (en kg/cm^2).

Figura 38. Parte inferior de la pantalla ingreso de datos



Suelo de fundación:

γ =	<input type="text"/>	Kg/m^3
ϕ =	<input type="text"/>	$^\circ$
c =	<input type="text"/>	Kg/cm^2
q_{ult} :	<input type="text"/>	Kg/cm^2

Fuente: Autor

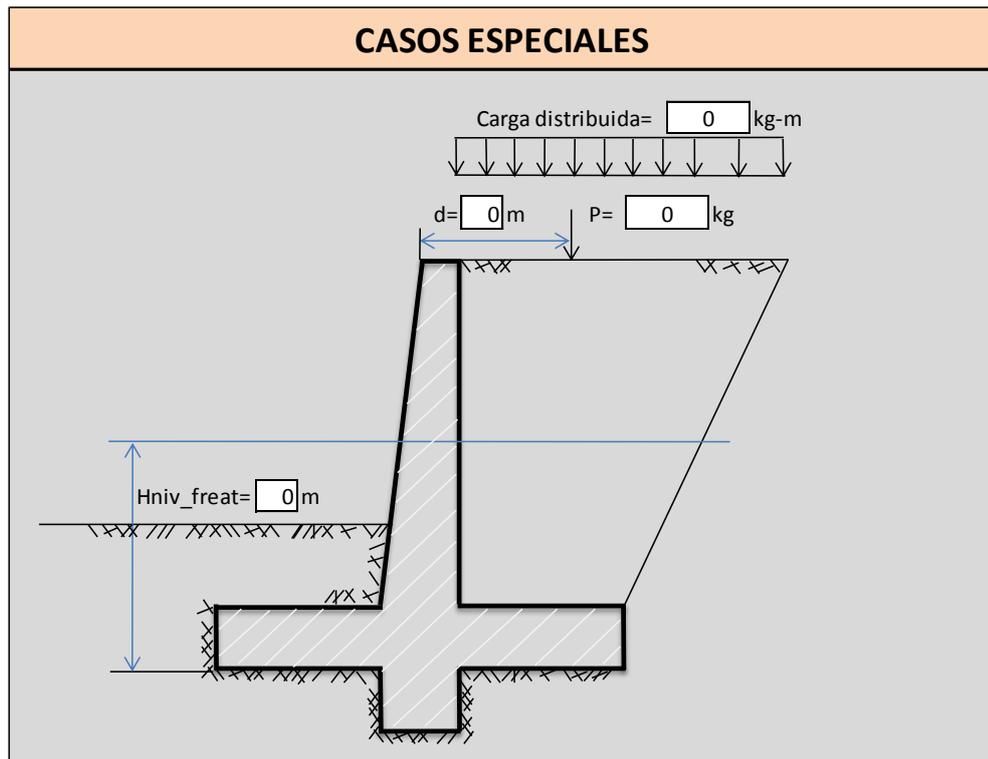
Datos del suelo de fundación:

γ = peso específico del suelo de fundación (en kg/m^3).

Φ = Angulo de fricción interna del suelo de fundación (en grados).

c = Cohesión del suelo de fundación (en Kg/cm^2).

q_{ult} = esfuerzo ultimo del suelo de fundación (en kg/cm^2).

Figura 39. Ingreso de datos especiales

Fuente: Autor

Carga distribuida= en caso de existir una carga distribuida en la parte superior del muro, escribir aquí su valor caso contrario dejar la celda en cero (en kg-m).

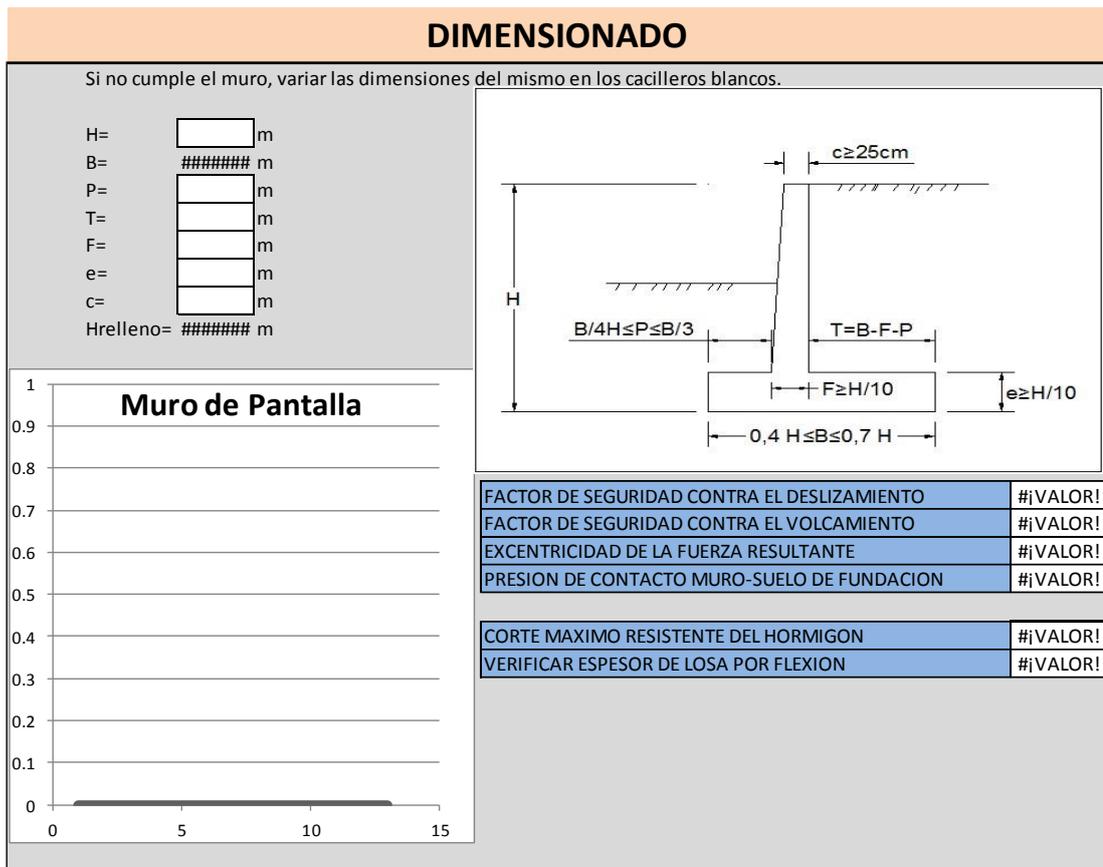
P= en caso de existir una carga puntual aplicada en la parte superior del muro, escribir aquí su valor caso contrario dejar la celda en cero (en kg).

d= en caso de existir una carga puntual escribir aquí la distancia a la cual esta aplicada (en metros).

Hniv_freat= en caso de existir un nivel freático, escribir aquí la altura a la q se encuentra caso contrario dejar la celda en cero (en metros).

Una vez llenado todos los datos de ingreso y considerado la existencia de casos especiales damos clic izquierdo en el botón CALCULAR, en ese instante el programa realiza una primera iteración de diseño y nos lleva a la hoja denominada **"DIMENSIONADO"** en donde se encuentra la siguiente pantalla.

Figura 40. Pantalla de dimensionado



Fuente: Autor

En esta pantalla se realizara un cambio de dimensiones en las celdas en blanco hasta que el muro cumpla a los criterios de cálculo.

Figura 41. Cuando el diseño cumple todos los criterios de diseño

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO	cumple
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO	cumple
EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE	cumple
PRESION DE CONTACTO MURO-SUELO DE FUNDACION	cumple
CORTE MAXIMO RESISTENTE DEL HORMIGON	cumple
VERIFICAR ESPESOR DE LOSA POR FLEXION	cumple

Fuente: Autor

Figura 42. Cuando el diseño no cumple ciertos criterios

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO	cumple
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO	no cumple
EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE	no cumple
PRESION DE CONTACTO MURO-SUELO DE FUNDACION	no cumple
CORTE MAXIMO RESISTENTE DEL HORMIGON	cumple
VERIFICAR ESPESOR DE LOSA POR FLEXION	cumple

Fuente: Autor

3.1.3. Salida de datos

La salida de datos se encuentra en la hoja denominada “**RESULTADOS**”.

En esta hoja se encuentran los resultados del diseño de muro.

Figura 43. Salida de datos encerado

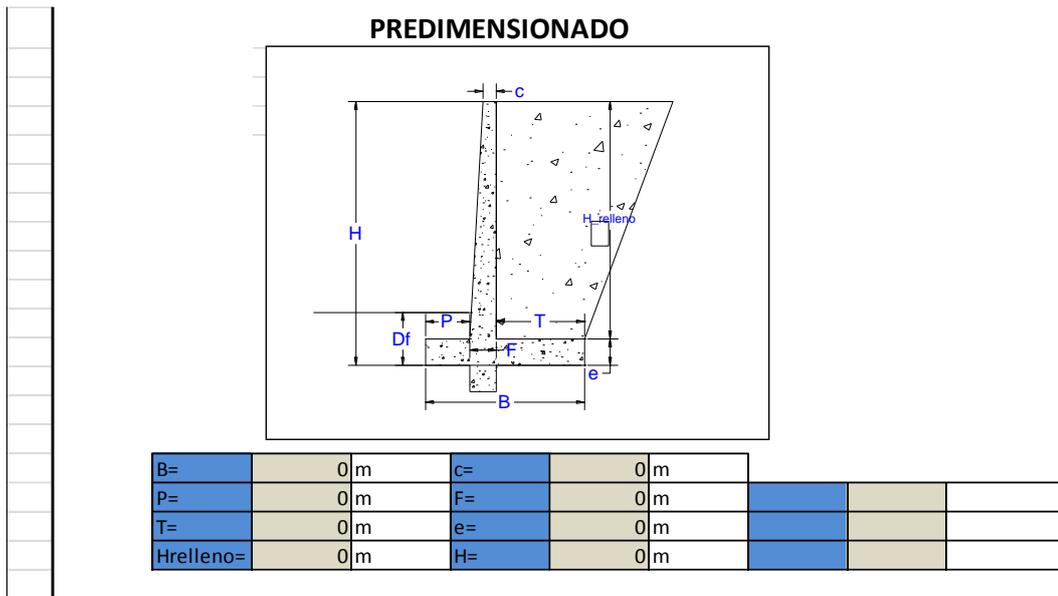
DATOS

Dimensiones		Materiales del muro		Suelo de relleno	
H=	0 m	f'c=	0 kg/cm ²	γ=	0 kg/m ³
L=	1 m	Fy=	0 kg/cm ²	φ=	0°
Df=	0 m	γc=	0 kg/m ³	c=	0 kg/cm ²

Suelo de fundación		Condición de sitio
γ=	0 kg/m ³	Zona sísmica
φ=	0°	Drenar Aguas Iluvias
c=	0 kg/cm ²	
qult=	0 kg/cm ²	

Fuente: Autor

Figura 44. Salida de datos del predimensionamiento encerado



Fuente: Autor

Figura 45. Salida del grafico del muro encerado



Fuente: Autor

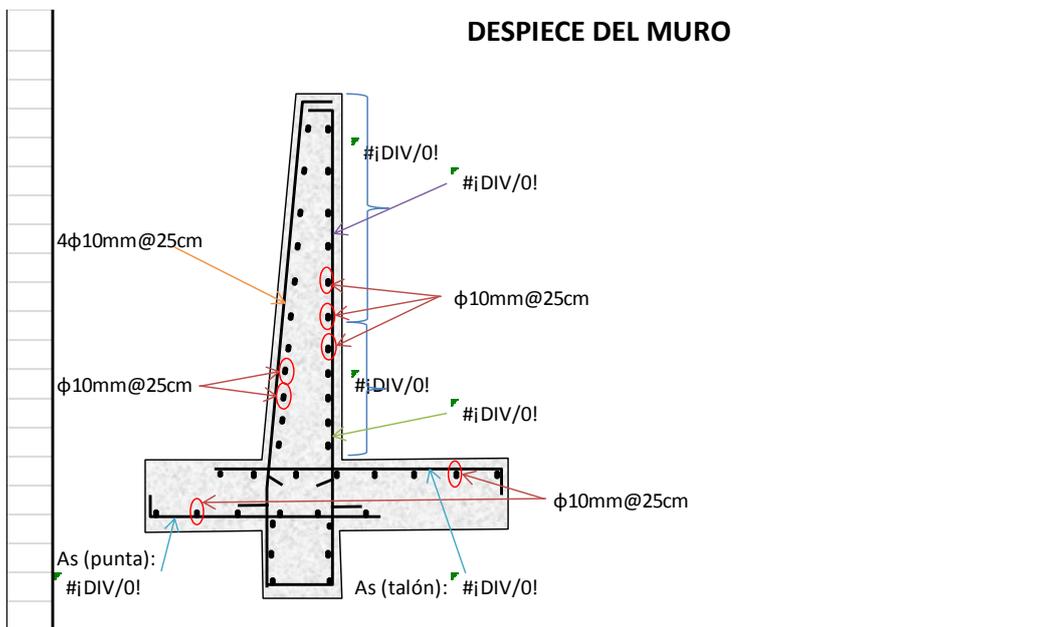
Figura 46. Salida de datos del cálculo de acero de refuerzo encerrado

ACERO DE REFUERZO BASE						
Descripcion	As real(cm2)	# Varillas	Espac (m)	Diametro (mm)	Diseño	
As (punta):	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	
As (talón):	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	
As (ret y temp):	3.14	4	0.25	10	4φ10mm@25cm	

ACERO DE REFUERZO PANTALLA						
Tramo	Dist (m)	As real(cm2)	# Varillas	Espac (m)	Diametro (mm)	Diseño
1	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!
2	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!
AS (ret y temp)	5.4	3.14	4	0.25	10	4φ10mm@25cm

Fuente: Autor

Figura 47. Salida de datos, propuesta de armados encerrado



Fuente: Autor

Figura 48. Salida de datos volúmenes de obra, acero de refuerzo y presupuesto diferencial directo; encerado

Volumen de hormigón			Acero de refuerzo		
Pantalla:	#¡VALOR!	m ³ /ml	Pantalla:	#¡VALOR!	Kg/ml
Base:	#¡VALOR!	m ³ /ml	Base:	#¡VALOR!	Kg/ml
Dentellón:	#¡VALOR!	m ³ /ml	Dentellón:	#¡VALOR!	Kg/ml
TOTAL=	#####	m ³ /ml	TOTAL=	#¡VALOR!	Kg/ml

PRESUPUESTO REFERENCIAL DIRECTO					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR	P. UNIT	P. TOTAL
01	Excavacion	m ³	#¡VALOR!		#¡VALOR!
02	Replanteo e=20cm	m ²	#¡VALOR!		#¡VALOR!
03	Hormigón zapata	m ³	#¡VALOR!		#¡VALOR!
04	Acero de ref. zapata	kg	#¡VALOR!		#¡VALOR!
05	Encofrado pantalla	m ²	#¡VALOR!		#¡VALOR!
06	Hormigon de pantalla	m ³	#¡VALOR!		#¡VALOR!
07	Acero de ref. pantalla	kg	#¡VALOR!		#¡VALOR!
TOTAL PRESUPUESTO REFERENCIAL:					#¡VALOR!

Son: #¡VALOR!

Fuente: Autor

En las celdas de color gris se puede ingresar los valores del análisis de precios unitarios de los rubros existentes y de esta manera contar con un presupuesto referencial del mismo.

También consta con una hoja denominada “MEMORIA TECNICA” en la cual se encuentra todos los cálculos realizados para el diseño del muro.

3.1.4. Interpretación y recomendaciones

Se recomienda utilizar el manual de usuario al momento de ingresar los datos, prestando atención a las unidades establecidas; utilizar el punto (.) como separador de decimales, las correctas características de los materiales a utilizar.

En la hoja denominada “**PROCESAMIENTO**” no realizar ninguna modificación.

Para el sistema de drenaje del muro se recomienda utilizar mechinales con diámetros 4” de P.V.C. colocadas a cada 2m² en la pantalla a una altura adecuada de evacuación del agua.

Cuando el muro no cumple en una primera iteración se recomienda comenzar iterando las dimensiones de la base.

La salida grafica del muro armado, da cuenta de una optimización en el escogimiento de los armados.

El programa genera una tabla de volúmenes y cantidades de obra que el usuario complementara con el ingreso del valor de análisis de precios unitarios (A.P.U.) correspondientes, para una obtención del presupuesto diferencial.

La norma AASHTO 2002, establece que se deben colocar juntas de contracción a intervalos que no deben exceder los 9,15 m (30 pies) y para juntas de expansión no se debe exceder los 27,45 m (90 pies) para muros de gravedad o de concreto armado.

CONCLUSIONES

Al realizar el programa para diseños de muros ménsula se obtuvo una herramienta informática que nos permite realizar el cálculo de los mismos de una manera confiable, practica 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 y añadir los precios unitarios actualizados del mercado para obtener una presupuestación. Al finalizar la utilización del programa se cuentan con todas las herramientas de gestión para el dibujo en programas correspondientes en generación de planos y presupuestación.

Con el uso correcto del programa para diseño de muros ménsula se contribuye al uso de este tipo de programas o software libres de profesores y estudiantes de las carreras técnicas de la Universidad del Azuay, sin tener que recurrir a la adquisición de licencias de programas costosos.

Es necesario para el correcto uso de esta herramienta informática, utilizar la guía o manual de usuario, completamente detallado y que se encuentra en el capítulo III del presente trabajo de graduación donde se indica el uso del programa partiendo de “0”, indicándonos el correcto manejo y por ende la obtención de resultados confiables.

BIBLIOGRAFÍA

TORRES Belandria, Rafael Ángel (2008), *Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado*, Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes

ACI 318, Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario.

CALAVERA Ruiz, J. (1989). *Muros de contención y muros de sótano*. 2ª edición. INTEMAC.

GRAY Perry, *Manual Visual Basic*, Ed Mc Graw Hill

PEÑA Barros, José (2005), *Muros de contención*, Ediciones Ceac S.A.

LOPEZ Perales, Jesús (2011), *Muros*, UCLM.

GMC, Muros de apoyo y contención [en línea]. [Fecha de consulta: 14 de noviembre de 2013]. Disponible en: < http://aim-andalucia.com/muros_varios.htm>

BASELLI Aldo, Zapata corrida de hormigón armado. Manual de construcción [en línea]. [Fecha de consulta: 14 de noviembre de 2013]. Disponible en: <http://www.mailxmail.com/zapata-corrída-hormigon-armado-manual-construccion_h>.

Escuela Técnica Superior de Edificación Madrid, Muros pantalla de hormigón [en línea]. [Fecha de consulta: 14 de noviembre de 2013]. Disponible en: <http://www.tocasa.es/ingeniero/L7_Muros_pantalla.pdf>.

ANEXO

Se anexa al final un CD con el programa desarrollado para el diseño de muros ménsula.