



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MUROS DE SÓTANO DE CONCRETO REFORZADO

Dalia Ivette Hernández Pérez

Asesorado por el Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Guatemala, noviembre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS, DISEÑO Y
EVALUACIÓN DE MUROS DE SÓTANO DE CONCRETO REFORZADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

DALIA IVETTE HERNÁNDEZ PÉREZ
ASESORADA POR EL ING. OMAR ENRIQUE MEDRANO MÉNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Milton De León Bran
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

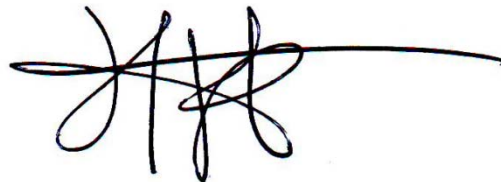
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Wuilliam Ricardo Yon Chavarría
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MUROS DE SÓTANO DE CONCRETO REFORZADO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha cuatro de marzo de 2009.

A handwritten signature in black ink, consisting of a series of loops and a long horizontal stroke extending to the right.

Dalia Ivette Hernández Pérez



Guatemala, septiembre de 2009


Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Coordinador del Área de Estructuras
Facultad de Ingeniería, Usac
Guatemala

Ing. Montenegro

Por medio de la presente informo a usted que he asesorado y revisado el trabajo de graduación titulado "**CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS, DISEÑO Y EVALUACION DE MUROS DE SOTANO DE CONCRETO REFORZADO**", el cual fue presentado por la estudiante Dalia Ivette Hernández Pérez.

Dicho trabajo cumple con lo establecido y reconociendo la importancia del tema, doy mi respectiva aprobación, agregando que lo encuentro completamente satisfactorio.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente,


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez.
Jefe Sección Mecánica de Suelos, CII
Asesor





FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
16 de octubre de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

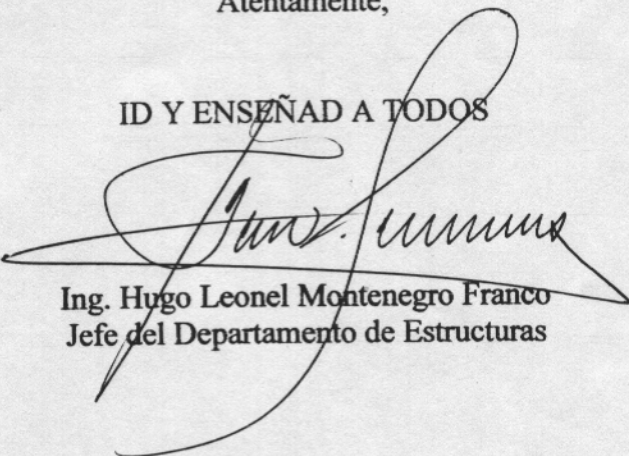
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MUROS DE SÓTANO DE CONCRETO REFORZADO**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Dalia Ivette Hernández Pérez, quien contó con la asesoría del Ing. Omar Enrique Medrano Méndez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

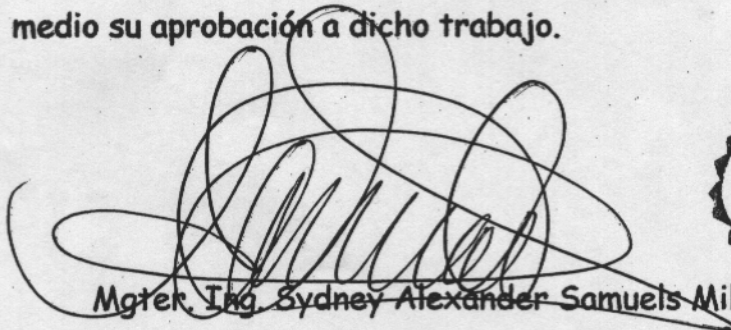


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Omar Enrique Medrano Méndez y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco, al trabajo de graduación de la estudiante Dalia Ivette Hernández Pérez, titulado **CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MUROS DE SÓTANO DE CONCRETO REFORZADO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, noviembre 2009

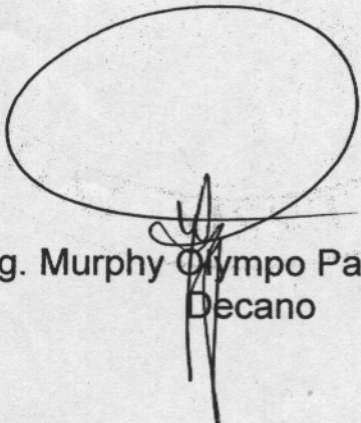
/bbdeb.

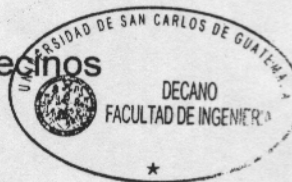


Ref. DTG.506.09

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MUROS DE SÓTANO DE CONCRETO REFORZADO**, presentado por la estudiante universitaria **Dalia Ivette Hernández Pérez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2009

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

EL ING. OMAR ENRIQUE MEDRANO MÉNDEZ

Por su colaboración en la asesoría del presente trabajo de graduación,
depositando así, su confianza en mi persona.

EL ING. JORGE MARIO VETTORAZZI GÁNDARA

Por su contribución especial al tema tratado

LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Por forjar profesionales para el desarrollo de nuestro país

A TODAS LAS PERSONAS QUE COLABORARON EN LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO DE GRADUACIÓN

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Fuente inagotable de vida. Por siempre caminar a mi lado y darme la sabiduría necesaria para alcanzar esta meta.
- MIS PADRES** Berta Rosa Pérez de Hernández y Randolpho Hernández Hernández. Por los sacrificios y esfuerzos que han hecho, por el apoyo moral y económico que me han brindado a largo de mi vida.
- MIS HERMANOS** Jenny Roxana, Randolpho y Berta Marisela. Por tenderme la mano cuando lo necesité.
- MI NOVIO** Edgar Fernando Clara Recinos. Por el amor, apoyo incondicional y por las experiencias compartidas que me han hecho un mejor ser humano.
- MI FAMILIA EN GENERAL** Con sincero respeto.
- MIS CATEDRÁTICOS** Por la preparación académica a través de sus conocimientos y ejemplo. Especialmente al Ing. Mario Corzo.

MIS AMIGOS

Élida Florián, Diana García, Cynthia Rodas, Denise del Valle, Imelda Arias, Ettie Espinoza, José Granados, Brenda Paredes, Abraham Miliam y Héctor Barreda. Gracias por todo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. ANTECEDENTES	1
1.1 Tipología de muros de sótano	1
1.2 Diferencias entre un muro de sótano y un muro de contención	3
1.3 Funciones de los muros de sótano	4
2. ESTUDIOS PRELIMINARES	5
2.1 Peso unitario	5
2.2 Granulometría	6
2.3 Plasticidad	7
2.3.1 Límite Líquido (LL)	7
2.3.2 Límite Plástico (LP)	7
2.3.3 Índice Plástico (IP)	8
2.4 Clasificación de los suelos	9
2.4.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)	10

2.5	Ensayo de consolidación primaria	11
2.6	Ensayo de corte directo	12
2.7	Ensayo de compresión triaxial	15
3.	PRESIÓN LATERAL DE TIERRA	19
3.1	Presión lateral en reposo	20
3.2	Empuje activo en terrenos estratificados	23
3.3	Presión activa de Rankine	24
3.3.1	Arena	26
3.3.2	Arcilla	28
3.3.2.1	Falla no drenada	28
3.3.2.2	Falla drenada	31
3.4	Presión activa de Rankine para un terraplén inclinado	32
3.5	Presión activa de tierra de Coulomb	34
3.6	Caso de existencia de sobrecargas en el terreno	39
3.6.1	Carga en franja paralela a la coronación del muro	39
3.6.2	Carga lineal	41
3.6.3	Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas)	42
3.7	Presión activa de Coulomb para condiciones sísmicas	44
3.8	Presión pasiva de tierra	46
4.	TIPOS DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO UTILIZADOS EN SÓTANOS	47
4.1	Muro en voladizo	47
4.2	Muro simplemente apoyado	48
4.3	Muro doblemente empotrado (muro en dos apoyos)	49
4.4	Otros tipos de muros	50

5.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	53
5.1	Normas y especificaciones de diseño	53
5.2	Recomendaciones para el proceso constructivo	58
5.3	Impermeabilización en muros de sótanos	61
5.4	Ejemplo 1: muro de sótano de un nivel	63
5.5	Ejemplo 2: muro de dos sótanos	76
6.	EVALUACIÓN FÍSICA DE SÓTANOS EXISTENTES	93
6.1	Generalidades	93
6.2	Pasos a seguir en la evaluación	94
6.3	Descripción de las actividades en la evaluación de muros	95
6.4	Clasificación de ensayos empleados en la evaluación	97
6.5	Daños y defectos en muros de sótanos en edificios de la ciudad de Guatemala	99
	CONCLUSIONES	103
	RECOMENDACIONES	105
	BIBLIOGRAFÍA	107
	ANEXOS	111

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Muro de sótano sencillo	1
2.	Muro de varios sótanos	2
3.	Muro de contención y tipos de muros sótano	3
4.	Representación gráfica de la envolvente de falla para la prueba de Corte directo	14
5.	Caja para la prueba de corte directo	14
6.	Diagrama del equipo para la prueba triaxial	16
7.	Envolventes de falla para cada tipo de prueba triaxial	17
8.	Presión de la tierra en reposo	21
9.	Presión de la tierra en suelos estratificados (presión activa)	23
10.	Presión activa de Rankine. Cuña de falla y envolvente de falla Mohr-Coulomb	24
11.	Comparación de la distribución de presión activa en arena. Sin nivel freático y, considerando el nivel freático	27
12.	Análisis para estado activo de Rankine en la falla de una arcilla saturada no drenada	29
13.	Estado activo de Rankine en la falla de una arcilla saturada no drenada	30
14.	Presión activa en un terraplén inclinado	33
15.	Presión activa de Coulomb y triángulo de fuerzas	35
16.	Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos cohesivos-friccionantes	37

17.	Presión activa de Coulomb con sobrecarga en el relleno	38
18.	Presión lateral de tierra causada por carga de franja	39
19.	Presión debida a una carga lineal	42
20.	Presión debida a una carga puntual	43
21.	Presión activa considerando fuerzas sísmicas	45
22.	Localización de la línea de acción de P_{ae}	46
23.	Muro de sótano en voladizo	47
24.	Muro de sótano simplemente apoyado	48
25.	Muro doblemente empotrado	49
26.	Sistema de <i>muros pantalla</i> utilizados en sótanos	51
27.	Disposición de estribos en armadura de muros de sótano	58
28.	Detalle de junta entre el muro y el piso	60
29.	Impermeabilización de muros de sótanos de edificios sobre ladera	61
30.	Dimensiones del muro	63
31.	Diagrama de presión activa	65
32.	Diagramas de corte y momento	67
33.	Distribución del refuerzo	75
34.	Dimensiones del muro. Perfil y planta	77
35.	Diagrama de presión activa	80
36.	Diagrama de cuerpo libre	82
37.	Diagramas de corte y momento	85
38.	Distribución del refuerzo	92
39.	Fotografía de muro con alta humedad	99
40.	Fotografía de muro de sótano con grietas y fisuras. Detalle de grietas	100
41.	Tipos de impermeabilización para muros de sótanos	112

TABLAS

I.	Esfuerzos permisibles de adherencia	115
II.	Coeficientes para fórmulas de elementos de concreto de sección rectangular	116
III.	Equivalencias entre unidades de medida ST y SI	117

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
<i>A</i>	Área
ACI	<i>American Concrete Institute.</i> (Instituto del concreto americano)
AGIES	Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica
<i>Asmín</i>	Área de acero mínima
<i>A_{s req}</i>	Área de acero requerida
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials.</i> (Sociedad americana para pruebas y materiales)
b	Base del muro o cimiento
D	Diámetro
<i>d</i>	Peralte efectivo del muro
der	Derecha
<i>D_f</i>	Desplante de suelo de cimentación
<i>E_s</i>	Módulo de elasticidad del acero
<i>f_c</i>	Esfuerzo unitario de compresión en el concreto, en la superficie más alejada del plano neutro
<i>f'c</i>	Resistencia última a compresión del concreto
<i>fs</i>	Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo por flexión
<i>fy</i>	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

g	Fuerza de gravedad
H	Altura total
h	Altura “ <i>n</i> ”
h_o	Profundidad de la zona de tensión
j	Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión, y <i>d</i> .
k	Relación entre la distancia del eje neutro de la sección del muro a las fibras extremas en compresión, y <i>d</i>
Kgf	Kilogramo fuerza
L	Longitud
M	Momento en una sección
m	Masa
m. l.	Metro lineal
<i>M</i>_{máx}	Momento máximo
N	Newton
<i>N</i>	Cantidad de barras de acero por metro lineal
<i>n</i>	Relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto
N.F.	Nivel freático
<i>P</i>	Perímetro de la barra de acero
Pa	Pascal
P_{ae}	Fuerza pseudoestática por unidad de longitud de muro
P_{a máx}	Empuje activo máximo o crítico
P_{hw}	Empuje horizontal debido al agua
Q	Capacidad soporte del suelo

q	Sobrecarga uniforme
R	Combinación de términos = $\frac{1}{2} f_c j k$
R	Reacción en un apoyo
r	Recubrimiento desde la superficie externa del elemento estructural al refuerzo por flexión
S	Espaciamiento entre las barras de refuerzo
SI	Sistema internacional de medidas
ST	Sistema técnico de medidas o sistema métrico gravitacional
t	Espesor
ton	Tonelada métrica
u_a	Esfuerzo unitario real de adherencia
u_p	Esfuerzo permisible de adherencia
v_a	Esfuerzo cortante unitario actuante
v_c	Cortante proporcionado por el concreto
$V_{máx}$	Esfuerzo cortante máximo
w	Peso
z	Distancia a la línea de acción de la fuerza resultante
α	Ángulo de inclinación del terraplen
β	Ángulo que forma el respaldo del muro con respecto a su horizontal
γ_c	Peso específico del concreto
γ_{eq}	Peso específico cuando existe una sobrecarga uniforme sobre el relleno
δ	Ángulo de fricción suelo-muro
ΔP_{ae}	Incremento de presión dinámica debida al sismo
Δx	Diferencial de distancia

ρ_b	Cuantía de acero balanceada
$\rho_{hz \text{ min}}$	Cuantía mínima para refuerzo horizontal
σ_h	Esfuerzo efectivo horizontal
σ_v	Esfuerzo efectivo vertical
@	A cada... Nomenclatura utilizada en planos de construcción para designar el espaciamiento del refuerzo
$\sum F_y$	Sumatoria de fuerzas verticales
$\sum M$	Sumatoria de momentos
()	Referencia específica hacia un código o norma
#	Número... Nomenclatura utilizada en el Sistema Inglés, para designar el tamaño de una barra de acero
“	Pulgadas. Nomenclatura del Sistema Inglés que designa a esta unidad.

GLOSARIO

Cuña de falla	Porción del relleno natural de un talud, limitado por la distancia desde el fondo del muro hasta el punto en la superficie del terreno que ocasiona el empuje lateral del suelo.
Empuje horizontal	Fuerza lateral resultante por metro lineal de muro producida por el suelo.
Espécimen	Muestra de material tallada para ser ensayada.
Estrato	Capa de roca sedimentaria cuyas características dependen de los materiales que se depositaron, de las condiciones de sedimentación y de las deformaciones a las que ha sido sometida. Cada estrato limita con los adyacentes mediante superficies de estratificación. Éstas significan una interrupción en la sedimentación, un periodo de erosión o un cambio en el tipo de material depositado.

Fisura	Hendidura longitudinal poco profunda
Forjado	Elemento estructural superficial capaz de transmitir las cargas que soporta y su peso propio a los elementos verticales que lo sostienen. Se emplea para conformar las cubiertas y las diferentes plantas de las edificaciones.
Geotextil	Material semejante a un textil, utilizado en obras de ingeniería para separar estratos diferentes, evitando la mezcla indeseada de los materiales o la infiltración del agua, entre otras aplicaciones.
Grieta	Hendidura longitudinal profunda
Hormigón	También denominado concreto en algunos países de Iberoamérica. Es el material resultante de la mezcla de cemento (u otro conglomerante) con áridos (grava, gravilla y arena) y agua.
Lecho	Se refiere a una cama de refuerzo.

Módulo de Poisson	Es el que establece una relación constante, hasta el límite de proporcionalidad, entre las deformaciones unitarias longitudinales y transversales de un elemento diferencial de ciertos materiales, sometido a esfuerzos axiales.
Momento flexionante	Suma algebraica de los momentos de las fuerzas a uno de los lados de la sección analizada.
Muro de contención	Muro diseñado para contener un talud.
Pilar	Elemento estructural vertical que trabaja típicamente a compresión, transmitiendo las cargas desde los elementos horizontales (cubiertas y forjados) hasta las cimentaciones. Se diferencia de la columna en que no se ajusta a ningún orden estricto.
Presión efectiva	Esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia del suelo.
Presión hidrostática	Es la parte de la presión debida a la masa de un líquido externo en reposo.

Sobrecarga	Carga adicional o externa que influye en el comportamiento de una estructura, y por lo tanto debe tomarse en cuenta para su análisis estructural.
Talud	Zona plana inclinada. Pendiente que forman los derrubios acumulados por la erosión al pie de un acantilado o de una vertiente abruptiva.
Tamiz	Instrumento con base de malla utilizado para realizar la separación de partículas conforme a su tamaño.
Terraplén	Tierra con que se rellena un terreno para levantar su nivel y formar un plano de apoyo adecuado para hacer una obra.
Trasdós	Plano externo del muro, o sea, el que queda en contacto con el relleno.

RESUMEN

Los muros de sótano son elementos constructivos que tienen la función de contener el suelo, pero a la vez se utilizan como almacenaje, espacios para desarrollar actividades de ocio, de habitación, etc. Este es el tema del cual trata el presente trabajo, específicamente de muros de sótano de concreto reforzado.

Para adentrar al lector en el tema, se realiza una descripción teórica de la tipología empleada y las funciones principales de estos muros. Posteriormente se describen los ensayos de laboratorio necesarios a practicarse al suelo en donde se fundamentará la obra; dichos ensayos son la base para el cálculo de la presión lateral que ejerce el suelo sobre un muro, lo cual se profundizará en el siguiente capítulo. Luego se dan a conocer los tipos de muros de sótano más utilizados en el medio, las formas de impermeabilizarlos y, las normas y especificaciones técnicas usadas para el diseño estructural de los mismos.

Por último, se describen los pasos a seguir para realizar una evaluación técnica a muros de sótano de concreto reforzado, los ensayos aplicables, y el análisis de algunas fotografías de muros de sótano de edificios de la ciudad de Guatemala.

OBJETIVOS

General

Exponer los principios fundamentales para analizar y diseñar muros de sótano de concreto reforzado y dar a conocer la metodología empleada para la evaluación técnica de muros de sótano existentes.

Específicos:

1. Describir los ensayos de laboratorio necesarios para la obtención de los parámetros que definen las propiedades del suelo, y que intervienen en el análisis por la presión de tierras.
2. Analizar los efectos de la presión del suelo en un muro de sótano de acuerdo a los parámetros de corte del suelo.
3. Mostrar los tipos de muros de sótano de concreto reforzado más utilizados en Guatemala.
4. Aplicar la teoría mencionada en el diseño de muros de sótano por medio de ejemplos.
5. Evaluar las condiciones físicas de algunos muros de sótano.

INTRODUCCIÓN

La construcción de sótanos ha sido particularmente necesaria, por el máximo aprovechamiento que se le da a la tierra, sobretodo en la ciudad. Como se sabe, Guatemala es un país altamente sísmico, por lo que en la mayoría de sus construcciones se utiliza el concreto reforzado, ya que es un material resistente y relativamente económico. Por esta razón, este trabajo se limitó solamente a estudiar los puntos básicos que intervienen en el diseño, análisis y evaluación de muros de sótano de concreto reforzado.

El diseño de los muros se basó en el método de esfuerzos de trabajo. Para llegar al diseño fue conveniente dar a conocer los ensayos de laboratorio a que se somete una muestra de suelo del relleno del muro; el tipo de empuje que se adecue más a las condiciones en que el muro trabajará; los sistema de drenaje para evitar la infiltración de la humedad; así como, las normas que rigen los materiales y métodos constructivos utilizados.

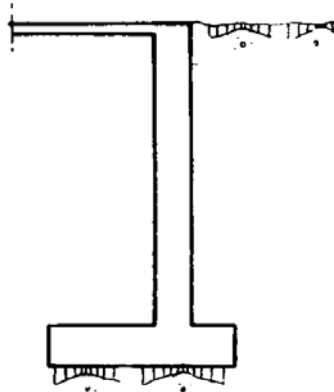
Tiempo después de finalizada una construcción se pueden presentar fisuras y grietas en los muros y demás elementos estructurales, debidas a asentamiento diferenciales del suelo, eventos sísmicos o por diversas causas. Por lo que se consideró importante incluir los aspectos generales de una evaluación técnica para muros de sótano de concreto reforzado.

1. ANTECEDENTES

1.1 Tipología de muros de sótano

Existen dos tipos elementales de muros de sótano, de un nivel y de varios niveles. Para estructuras de pequeña magnitud se construye generalmente sólo un nivel de sótano, donde aparte del peso propio, recibe como única carga vertical la reacción del apoyo muro-losa (fig.1).

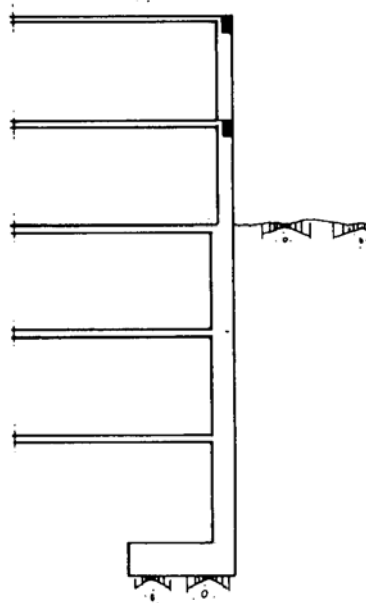
Figura 1. **Muro de sótano sencillo**



Fuente: J. Calavera. **Muros de contención y de sótano.** Pág. 16

El caso más frecuente es que sobre el muro se apoyen pilares que le transmiten cargas de las plantas superiores, pudiendo existir varios sótanos¹ (fig. 2).

Figura 2. **Muro de varios sótanos**



Fuente: J. Calavera. **Muros de contención y de sótano.** Pág. 16

Las variaciones que puede tener cualquiera de los tipos de sótanos dependen de que el terreno contenido sea o no de propiedad ajena y, de la relación entre empujes y cargas verticales, para determinar si es posible que el cimiento vaya centrado respecto al muro² (figuras 1 y 2).

¹J. Calavera. Muros de contención y muros de sótano (2ª edición; Madrid: INTEMAC, 1989), p. 16.

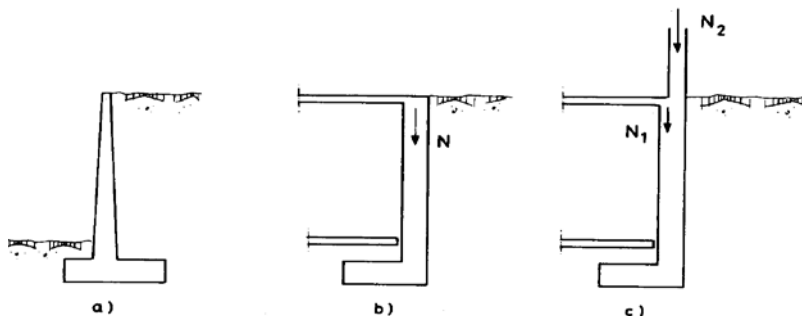
²Loc. Cit.

1.2 Diferencias de funcionamiento entre muros de sótano y muros de contención

Los principios de funcionamiento de los muros de contención y los muros de sótano son diferentes; dado que, un muro de contención se comporta básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento y, su fin primordial es el de retener un terreno o relleno (fig. 3a). Mientras que, un muro de sótano se comporta generalmente como una losa de uno o varios vanos³, donde el tipo de apoyo depende de la clase de muro requerido de acuerdo al diseño (como se verá en el capítulo 4), pudiendo estar empotrado, apoyado o anclado en el forjado (fig. 3b y 3c).

La fricción entre el cimiento y el suelo hace innecesaria la disposición de algún tipo de apoyo adicional a nivel de la cimentación. Además, los muros de sótano cumplen dos funciones a la vez: *como espacio de almacenamiento u otro semejante y, de retención del suelo.*

Figura 3. a) Muro de contención, b) y c) tipos de muros sótano



Fuente: J. Calavera. **Muros de contención y de sótano.** Pág. 11

³Ibid., p. 12

N_1 = Carga proveniente del apoyo muro-losa

N_2 = Carga del peso de la superestructura

1.3 Funciones de los muros de sótano

Las funciones más comunes que desempeñan los muros de sótano pueden ser:

- a) Retener el empuje horizontal que ejerce la masa de suelo sobre el muro.
- b) Transmitir las cargas provenientes de las plantas superiores si hubiere, o bien, de otras cargas existentes sobre el relleno más el peso propio del muro al cimiento.
- c) Y como se mencionó anteriormente, los muros de sótano en conjunto sirven de almacenamiento o cualquier uso parecido.

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

Como cualquier obra civil, la construcción de muros de sótano conlleva al análisis del suelo por medio de ensayos de laboratorio, con el fin de predecir el comportamiento del terreno bajo las cargas transmitidas a éste, provenientes de la estructura total y su entorno en general. A continuación se describen dichas pruebas.

2.1 Peso unitario

El peso unitario o específico (γ_m) se define como:

$$\gamma_m = W_m / V_m$$

[1]

Para determinar el volumen de la masa (V_m) se coloca la muestra en un recipiente de volumen y peso conocido, llenándolo sin apretarlo demasiado y enrasándolo. Enseguida se pesa y luego, restándole el peso del recipiente se obtiene el peso del material (W_m), que dividido entre el volumen del recipiente proporcionará el valor del peso unitario del material.

También se puede calcular de forma indirecta, aplicando alguna de las fórmulas empleadas para las relaciones volumétricas y gravimétricas en los suelos⁴.

2.2 Granulometría

En una muestra de suelo se puede encontrar gran variedad de partículas de distintos tamaños, formas y características mecánicas. La clasificación de suelos por tamaños corresponde al método de mallas (*ASSTHO T-88* y *ASTM D422*). Como bien lo dice su nombre, este método consiste en hacer pasar sucesivamente a través de varios tamices de diámetros cada vez más pequeños verticalmente hacia abajo, hasta la malla No.200 (0.074 mm), por cinco minutos aproximadamente.

Sin embargo, este método deja de ser eficiente cuando el suelo está compuesto en su mayoría de partículas diminutas, las cuales requieren de lavado para pasar por las mallas No.100 ó 200. En este caso es conveniente utilizar la “prueba del hidrómetro” (*ASSTHO T-88* y *ASTM D422*), o el método de sedimentación, como también se le conoce. La prueba del hidrómetro se basa en la ley de Stokes, la cual enuncia que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido (usualmente agua), es función del tamaño de las mismas.

⁴Consultar textos de mecánica de suelos o geotecnia

En conclusión, a través de las pruebas granulométricas se puede conocer el nivel de graduación y uniformidad del suelo. Dichos parámetros dan una idea del drenaje natural del suelo y del que se usará para el diseño del muro.

2.3 Plasticidad

La plasticidad es la propiedad de un material de soportar deformaciones rápidas sin agrietarse, desmoronarse, o sufrir variación volumétrica. Uno de los métodos más utilizados para este ensayo es el propuesto por Atterberg, quien señala que la plasticidad de las arcillas depende generalmente de su contenido de agua. Para conocer la plasticidad de un suelo se deben encontrar dos elementos básicos: el Límite Líquido y el Límite Plástico.

2.3.1 Límite Líquido (LL)

Norma *ASTM D423-66 (1982)*. - Éste representa una medida de la resistencia que tiene el suelo a esfuerzos cortantes. En el LL el suelo tiene una pequeña resistencia al corte, aproximadamente 25 g/cm², y allí la cohesión es casi cero.

2.3.2 Límite Plástico (LP)

Norma *ASTM D424-54 (1982)*. - Se define el LP como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra secada al horno con que un suelo pasa de un estado plástico a estado semi-sólido.

2.3.3 Índice Plástico (IP)

Numéricamente es igual a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, e indica la humedad aproximada a la cual un suelo se encuentra en estado plástico, con el fin de verificar que tenga las características adecuadas para cierto uso. El IP depende de la cantidad de arcilla en el suelo, no así es el caso del LL y el LP, ya que dependen tanto de la cantidad como del tipo de arcilla.

$$IP = LL - LP$$

[2]

Según Atterberg, si un suelo tiene:

$IP = 0$	\Rightarrow	suelo no plástico
$IP < 7$	\Rightarrow	suelo con baja plasticidad
$7 < IP < 17$	\Rightarrow	suelo medianamente plástico
$IP > 17$	\Rightarrow	suelo altamente plástico

2.4 Clasificación de los suelos

En la naturaleza se presentan suelos de gran variedad. Dado que sería imposible clasificar cada uno de ellos por simple inspección visual, se han desarrollado algunos métodos para agruparlos según sus propiedades de plasticidad y su distribución granulométrica. Con los resultados solamente se pretende dar una idea cualitativa de las propiedades mecánicas del suelo, ya que, resultaría exageradamente complicada una clasificación que tomara en cuenta relaciones cuantitativas exactas. Los sistemas de clasificación de suelos son:

- a) Clasificación por tamaño de las partículas.
- b) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)
- c) Clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (*American Asssocation State Highway Officials*).
- d) Clasificación de Aeronáutica Civil (C. A. A.)

Dado los diversos campos de aplicación y, que el tema tratado tiene relación directa con la geotecnia, solamente se describirá el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

2.4.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Norma *ASTM D-2487*. - Este sistema es una variante del Sistema de Clasificación de Aeropuertos, propuesto por el doctor Arthur Casagrande en 1942. A continuación se describe el proceso basado en el organigrama de este sistema y en la Carta de Plasticidad:

1. Se realiza una rápida inspección visual para estimar el tipo de partículas que conforma en mayor porcentaje la muestra de suelo.
2. En seguida se efectúa una división entre suelos gruesos y finos tomando como referencia la malla No. 200 (diámetro de aberturas, 0.074 mm).
3. Se analiza el tipo de partículas presentes en el suelo. Si es un suelo de granos gruesos se debe subdividir éste en gravas o arenas, al igual que en el segundo paso, con la salvedad que la malla de referencia será la No. 4 (4.76 mm).
4. Luego se realiza un análisis de los porcentajes de partículas que pasan por el tamiz No. 200. Después, se analiza la graduación del suelo (*veáse en "Granulometría"*). O bien, se analizan el Índice Plástico (IP) y el Límite Líquido (LL) en la Carta de Plasticidad, para obtener el tipo de suelo, designado por un prefijo y un sufijo.
5. Si se concluyó que la muestra es mayormente fina, entonces se determina el LL y el LP del material que pasó la malla No. 40 (0.42mm).

6. Posteriormente se establece que el LL sea mayor o menor que 50. Y por último, se plotea el IP y el LL en la carta de plasticidad, y a la vez se examinan algunas características físicas del mismo suelo para decidir finalmente el grupo al que pertenece.

Estas características proporcionan la clase de suelo que se tiene, lo cual, es de gran importancia para saber el tipo de prueba más adecuada para conocer su resistencia al corte, o sea, de corte directo o triaxial.

2.5 Ensayo de consolidación primaria.

Norma *ASTM D2435-03*. - A un proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*. Asimismo, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal en comparación con su espesor. Esto se conoce como *consolidación unidireccional o unidimensional*.

Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos de forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debido a las cargas aplicadas.

Esta prueba se considera confiable dado el hecho observado que los asentamientos en el laboratorio son mayores a los reales.

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que éste se produce en un espécimen de suelo confinado lateralmente y, sujeto a una carga axial.

2.6 Ensayo de corte directo.

Norma *ASTM D3080-03*. - A través de la prueba de corte directo se pueden conocer los valores de los parámetros que miden la resistencia que tiene un suelo a esfuerzos de corte, tales como la cohesión y el ángulo de fricción interna, necesarios para calcular el empuje del suelo respecto a un muro, como se explicará en el siguiente capítulo.

Este es un ensayo de mucha simplicidad, donde quizá uno de los inconvenientes principales sea de que solamente es aconsejable aplicarlo a suelos de *falla plástica*, tal es el caso de las arcillas blandas y las arenas sueltas; no así a los *suelos frágiles*, debido a que los resultados varían significativamente a la realidad por la manera del comportamiento de las deformaciones durante la aplicación de las cargas tangenciales. Así que, en este caso se puede practicar una prueba de compresión triaxial.

En estudios realizados durante siglos, se ha determinado que la falla del suelo se produce cuando el esfuerzo cortante alcanza un valor s tal que ésta resistencia sea, en términos de la presión efectiva, según Terzaghi:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

[3]

Donde:

s = Resistencia al esfuerzo cortante

c = Cohesión

σ = Esfuerzo total normal en el plano de corte; $\sigma = \sigma' + u_n$

σ' = Esfuerzo efectivo o intergranular⁵ normal en el plano de corte

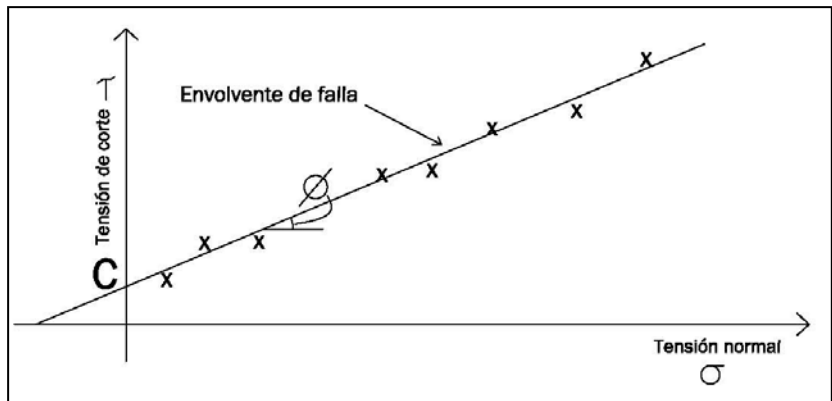
u_n = Presión neutral en el agua

ϕ = Ángulo de fricción interna

Este ensayo impone sobre un suelo condiciones idealizadas, o sea, indica la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas, una *normal* por una carga vertical aplicada y, un esfuerzo cortante debido a la acción de una carga horizontal (fig. 5). Como el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal tienen el mismo significado en la construcción del Círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones para c y $\tan \phi$, es posible dibujar en un plano de ejes coordenados estos valores para los diferentes ensayos; donde s va como ordenada y σ como abscisa. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo ϕ y el intercepto con el eje vertical, la cohesión c (fig. 4).

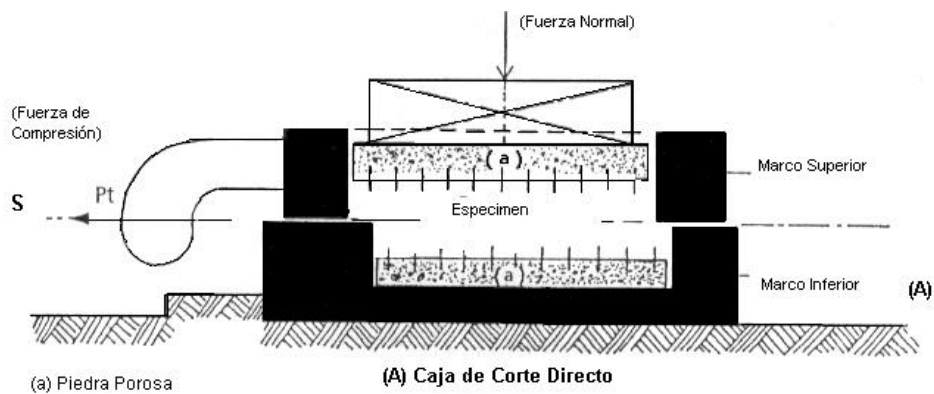
⁵ Se consideran sinónimos sólo para efectos de cálculo y análisis teórico de suelos.

Figura 4. Representación gráfica de la envolvente de falla para la prueba de corte directo.



Fuente: Juan Hernández. **Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición.** Pág. 281

Figura 5. Caja para la prueba de corte directo



Fuente: <http://www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-24.pdf>. **Ensayo de corte directo.**

2.7 Ensayo de compresión triaxial

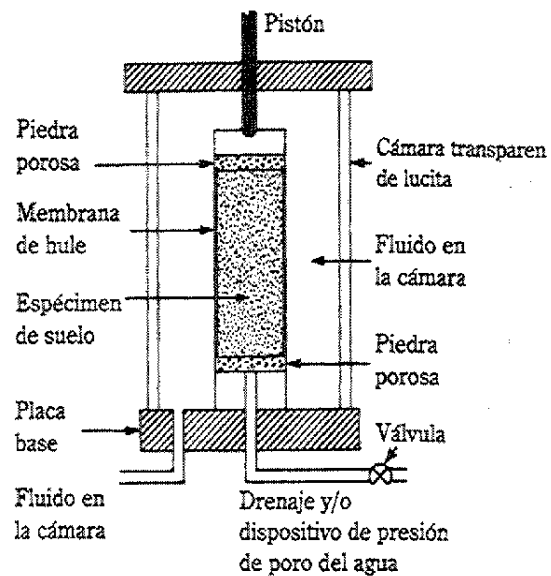
Normas *ASTM D2850-03a*, *T297-94* y *D4767-02*. - Las pruebas de compresión triaxial son aplicables a arcillas y arenas. Los parámetros de resistencia al corte (c y ϕ) se determinan gráficamente por medio de la “envolvente de Mohr-Coulomb”, en la que el esfuerzo principal menor σ_3 es igual a la presión hidrostática en la cámara y, el esfuerzo principal mayor σ_1 , es igual a la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial proporcionado por la carga transmitida por un vástago delgado de acero, con la cual se provoca la falla del espécimen.

Así, para una misma muestra de suelo se realizan varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, empleando en cada una un valor distinto de σ_3 y el valor respectivo de σ_1 para alcanzar la falla.

Debido a que casi para cualquier suelo es posible obtener diversas envolventes, se hace necesario utilizar el tipo de prueba que se asemeje más a las condiciones naturales del terreno de donde se ha extraído la muestra, así como, tomar en cuenta el tipo de obra a realizar allí, lo cual redundará en datos mayormente representativos de las características mecánicas del suelo para cada caso en particular.

Básicamente, el procedimiento consiste en envolver en una membrana impermeable de hule un espécimen cilíndrico del suelo a analizar. Las bases o caras del cilindro se colocan en contacto con piedras porosas circulares que funcionan de filtro, éstas unen el espécimen a tubos conectados a una bureta graduada, por medio de la cual se puede conocer el volumen del agua absorbida o expulsada por la muestra. A todo este conjunto lo encierra herméticamente una cámara de lucita enlazada a un tanque de agua a presión. Dicha presión será transmitida al espécimen a través del vástago de acero colocado sobre la tapa superior de la cámara (fig. 6).

Figura 6. **Diagrama del equipo para la prueba triaxial**

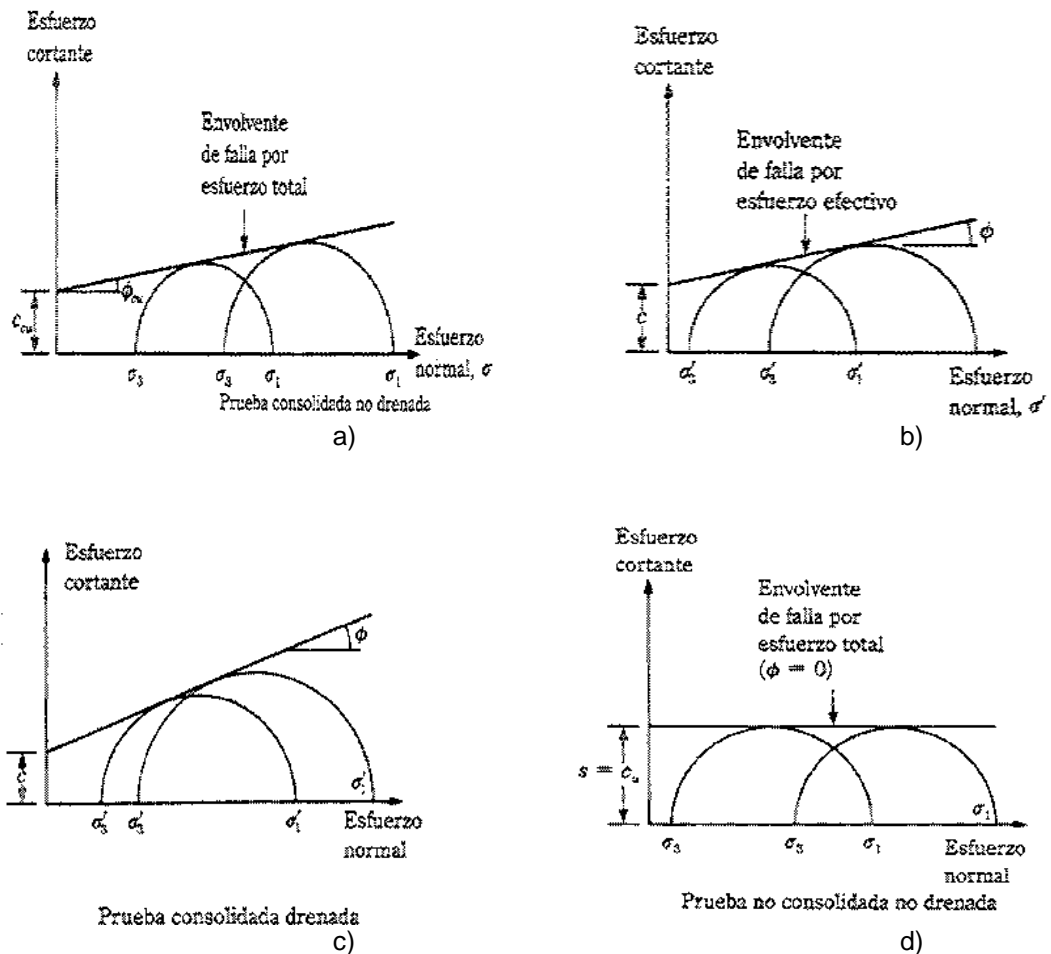


Fuente: Braja Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág.58

Los tres tipos de pruebas de compresión triaxial son:

- a. Prueba rápida sin drenaje.
- b. Prueba rápida – consolidada
- c. Prueba lenta

Figura 7. Envoltentes de falla para cada tipo de prueba triaxial.



Fuente: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.58

3. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

El estudio de la presión ejercida en un terreno bisectado a una profundidad H , es de suma importancia para el diseño de muros de sótano, ya que, prescindir de dichos estudios o analizarlos a la ligera, podría repercutir en el desempeño adecuado de tales elementos, provocando así posiblemente hasta la falla de la estructura total.

Un apropiado diseño requiere la estimación del empuje del suelo, que a su vez, es función de factores como:

- a) tipo, clase y magnitud de movimiento del muro,
- b) parámetros de resistencia al corte (c y ϕ)
- c) peso específico del suelo y,
- d) las condiciones de drenaje del mismo.

El material de relleno nunca debe estar en estado suelto ya que sus propiedades cambiarían en cada estación, haciendo que cambie periódicamente el valor del empuje. Por lo que son recomendables los suelos granulares compactos.

3.1 Presión lateral en reposo

Una molécula de suelo con peso unitario γ , sedimentada debido a procesos geológicos y situada a una profundidad h , tenderá a deformarse verticalmente por efecto de las cargas provenientes de los estratos superiores y posiblemente otras cargas externas. El esfuerzo vertical a cualquier profundidad h es:

$$\sigma_{vo} = \gamma h + q$$

[4]

Donde:

σ_{vo} = Esfuerzo vertical en reposo

γ = Peso unitario de la masa del suelo

h = Profundidad a partir de la corona del talud

q = Sobrecarga uniformemente distribuida (si hubiera), aplicada en la superficie. En unidades de fuerza sobre área

Si se supone que la capa donde está la molécula es indefinida, entonces ésta no podrá dilatarse horizontalmente porque el suelo de la capa en estudio la mantendrá confinada bajo el mismo régimen de compresión. La tendencia impedida de la molécula que debe dilatarse, originará una fuerza de compresión horizontal uniforme en todas las direcciones del plano (fig.8). A esto se le conoce como *presión lateral en reposo* definida en la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ho} = k_o * \sigma_{vo} + u$$

[5]

Donde,

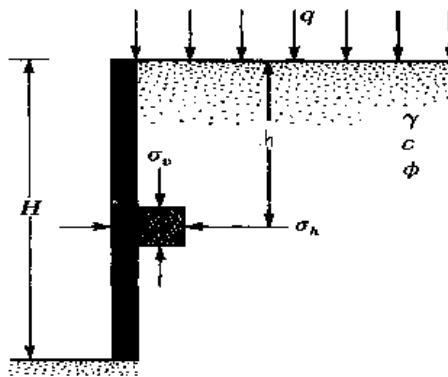
σ_{ho} = Esfuerzo horizontal o presión lateral en reposo

k_o = Coeficiente de presión de la tierra en reposo

u = Presión de poro del agua = $\gamma_w * h$

γ_w = Peso específico del agua $\approx 9.8 \text{ KN/m}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3$

Figura 8. **Presión de la tierra en reposo**



Fuente: Braja Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág.335

La fuerza resultante por unidad de longitud (P_o), será igual a suma de las áreas que componen el diagrama de presiones. Asimismo, la línea de acción h de dicha fuerza se obtiene tomando momentos respecto al fondo del muro.

Para un suelo normalmente consolidado el coeficiente de presión de tierra en reposo es:

$$K_o \approx 1 - \text{sen } \phi$$

O también,

$$K_o = 0.007 IP + 0.40 \quad \Leftrightarrow \quad 0 \leq IP \leq 40$$

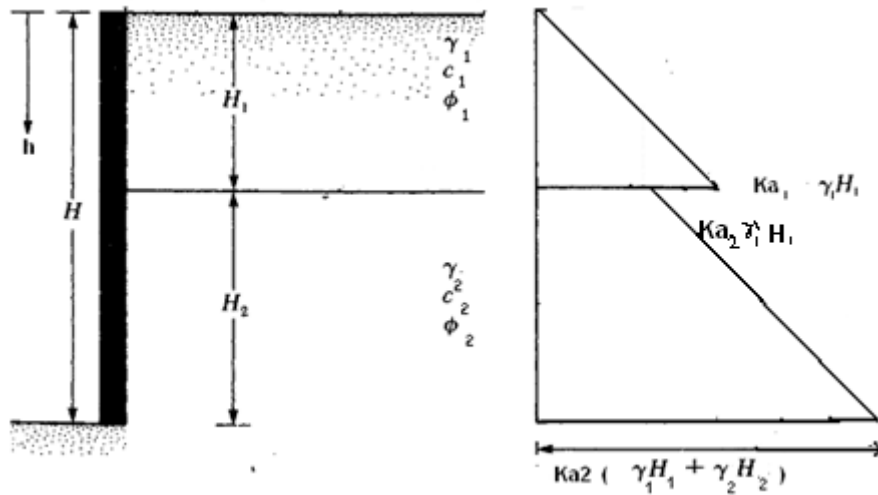
$$K_o = 0.001 IP + 0.64 \quad \Leftrightarrow \quad 40 \leq IP \leq 80$$

Esta teoría se aplica generalmente a muros de sótano doblemente empotrados, debido a que el empuje causado por el suelo es absorbido por toda la estructura; esto conlleva a que los movimientos en el muro sean casi nulos.

3.2 Empuje activo en terrenos estratificados

En los terrenos compuestos por estratos de diversas características se determina el empuje total obteniendo la resultante de los empujes parciales correspondientes a cada uno de los estratos. Por ende, cada estrato se considerará como un terreno homogéneo, sobre cuya superficie superior actúa una carga igual a la suma de los pesos de los estratos superiores, más las que puedan existir sobre la superficie libre (fig. 9).

Figura 9. Presión de la tierra en suelos estratificados (presión activa)



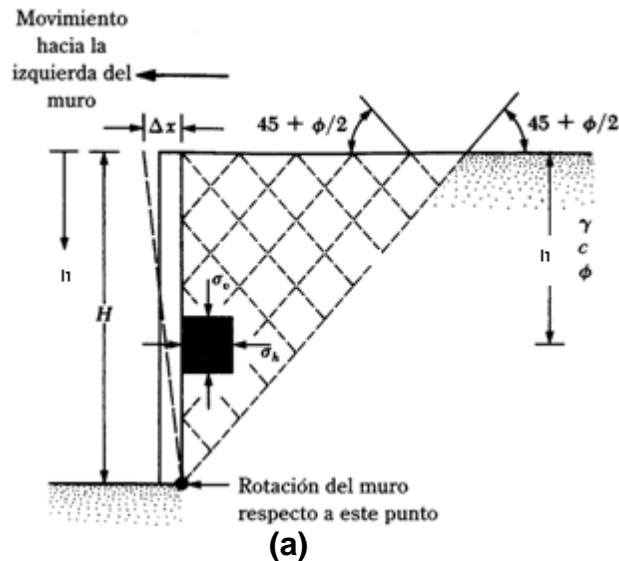
Adaptado de: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.338

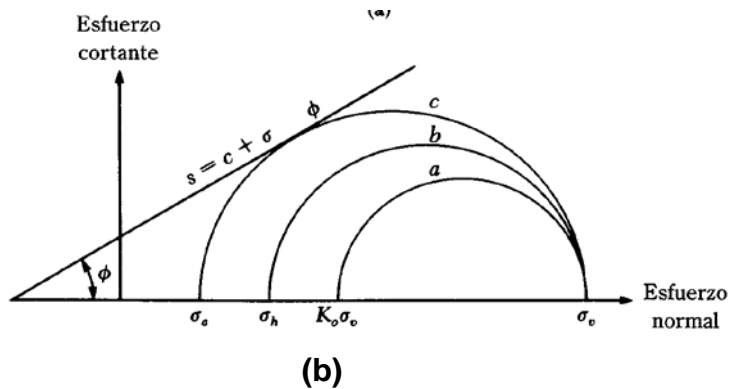
3.3 Presión activa de Rankine

Si se supone un muro *sin fricción* que sostiene un talud, el cual tiende a moverse una distancia $\Delta x > 0$ (fig. 10a) y, si a la vez, se considera una masa de suelo semi-infinita que tenga una superficie horizontal y el nivel freático se encuentre a gran profundidad, de tal manera que la presión de poro sea nula para que se desarrolle el estado de equilibrio plástico y posteriormente se de la falla del elemento, debe producirse una deformación lateral en la masa del suelo Δx , mientras tanto σ_h' disminuye y σ_v' permanece constante. Por lo que el elemento fallará cuando el círculo de Mohr llegue a ser tangente a la envolvente de falla Mohr-Coulomb (fig.10b, círculo *c*). (Ver ecuación 3):

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Figura 10. Presión activa de Rankine. a) Cuña de falla, b) envolvente de falla Mohr-Coulomb





Fuente: Braja Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág.341

El círculo que toca la envolvente representa la condición de falla en la masa de suelo. El esfuerzo horizontal es igual a σ_{ha} , y se designa *presión activa de Rankine*. Donde las líneas de deslizamiento forman ángulos de $\pm(45 + \phi/2)$ con la horizontal (fig. 10a). Si se utiliza la ecuación de falla en esfuerzos efectivos de la teoría de la resistencia al corte, se tiene que:

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' \tan^2 (45 - \phi/2) - 2c \tan (45 - \phi/2) \quad [6a]$$

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad [6b]$$

Donde:

$$\sigma_1' = \sigma_{va}' = \gamma h + q = \text{Esfuerzo efectivo principal mayor}$$

$$\sigma_3' = \sigma_{ha}' = \text{Esfuerzo efectivo principal menor}$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = \text{Coeficiente de presión activa de Rankine}$$

3.3.1 Arena

En el caso de que el relleno sea granular, como la arena, entonces $c \approx 0$ y se tiene que la ecuación 6a es solamente:

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' \tan^2 (45 - \phi/2) \quad [7]$$

Tomando en cuenta el nivel freático, y a partir del principio de esfuerzos efectivos, el valor de σ_{ha} está dado por (fig. 11):

$$\sigma_{ha} = \sigma_{ha}' + u \quad [8a]$$

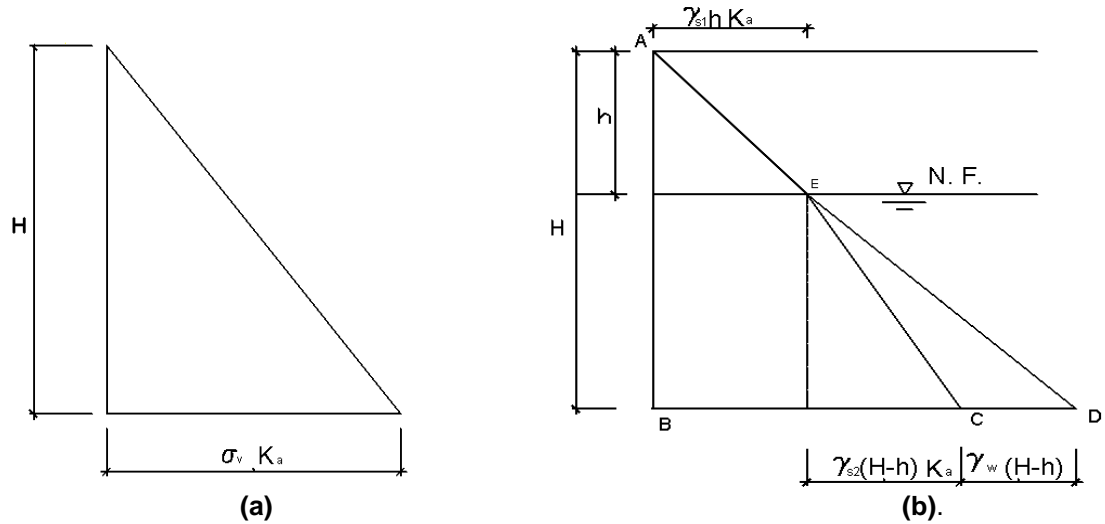
$$\sigma_{ha} = \gamma H K_a + \gamma'(H-h) K_a + \gamma_w(H-h) \quad [8b]$$

Donde:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

γ_{sat} = Peso específico saturado. Es el valor de del suelo γ_m cuando su grado de saturación ($G_w\%$) es 100%.

Figura 11. **Comparación de la distribución de presión activa en arena.**
(a) Sin nivel freático, (b) considerando el nivel freático



El área ABCE (fig.10b), define la fuerza horizontal efectiva (P'_{ha}), y el área ECD la fuerza horizontal debida al agua (P_{hw}). La fuerza horizontal total sobre AB está dada por $P_{ha} = P'_{ha} + P_{hw}$, o se calcula directamente del área ABDE.

La resultante actúa a $H/3$ respecto al fondo del muro. Cuando exista más de un estrato se tomarán momentos con respecto al fondo del mismo a fin de hallar el brazo a la resultante.

3.3.2 Arcilla

En el caso especial de que el relleno sea suelo cohesivo (arcillas), se tiene que para una masa semi-infinita de arcilla, el estado de esfuerzos en la falla depende en su mayor parte de la magnitud de la disipación de la presión de poro, o drenaje, que se origina en el suelo anteriormente a la falla. Por lo tanto, el análisis se realiza para dos condiciones límites:

- Estado no drenado
- Estado completamente drenado

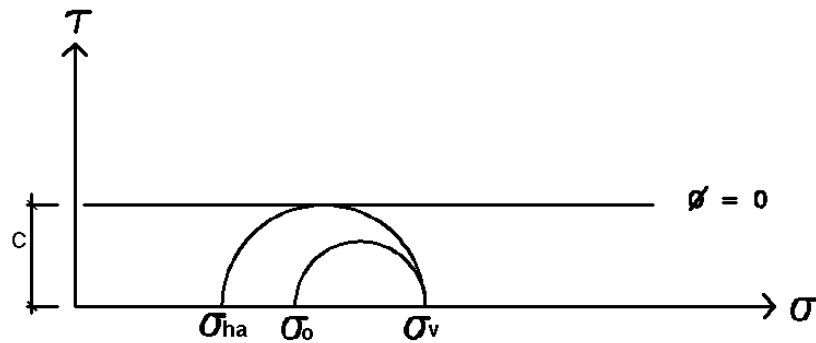
3.3.2.1 Falla no drenada

Si la masa de arcilla se extiende instantáneamente, entonces la falla se produce sin disipación del exceso de presión intersticial o de poro. Se dice pues, que la arcilla falla en condiciones *no drenadas* y, en consecuencia el análisis se hace en términos de *esfuerzos totales*.

El análisis para un elemento de arcilla saturada en el círculo de Mohr-Coulomb (fig.12), en términos de esfuerzos totales, tomando en cuenta que en este caso $\phi = 0$, es (de ecuación 6b):

$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2c$	[9a]
$\sigma_{ha} = \gamma h - 2c$	[9b]

Figura 12. **Análisis para estado activo de Rankine en la falla de una arcilla saturada no drenada.**



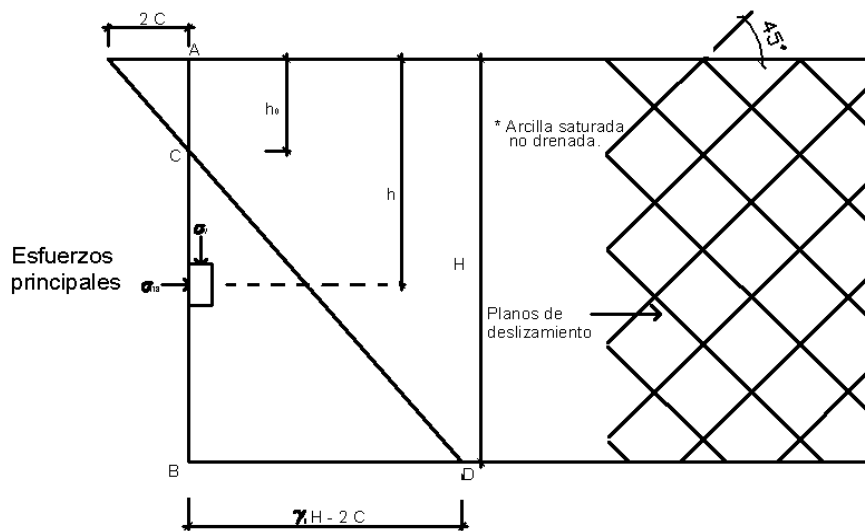
Adaptada de: Peter Berry, David Reid. **Mecánica de suelos**. Pág.213

La distribución de presiones varía linealmente desde $-2c$ hasta $\gamma h - 2c$ (fig. 13), cambiando de signo en el punto C. Por encima de este punto σ_{ha} tiene un valor negativo, lo cual constituye una zona de tensión en la que el suelo no es capaz de soportar tales esfuerzos, por lo que es probable que se desarrollen fisuras de tracción hasta la profundidad h_0 (fig. 13). De ecuación 9b se tiene:

$$h_0 = 2c / \gamma$$

[10]

Figura 13. Estado activo de Rankine en la falla de una arcilla saturada no drenada.



Adaptada de: Peter Berry, David Reid. **Mecánica de suelos.** Pág.213

La fuerza total horizontal que actúa sobre el plano vertical AB será el área CBD (fig. 13), por lo tanto:

$$P_{ha} = \frac{1}{2} (\gamma H - 2c) (H - h_0)$$

Sustituyendo ec. 10

$$P_{ha} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - 2c/\gamma H) (1 - 2c/\gamma H)$$

[11]

3.3.2.2 Falla drenada

Si la masa de arcilla se estira de manera infinitamente lenta, entonces el exceso de presión de poro se disipará completamente durante el proceso de deformación, y la arcilla fallará en condiciones completamente drenadas. Por lo tanto, el análisis se hace en términos de esfuerzos efectivos, similar al usado para las arenas sin nivel freático (ec. 8):

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' \tan^2 (45 - \phi/2) - 2c \tan (45 - \phi/2)$$

$$\sigma_{ha}' = \sigma_v' K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

3.4 Presión activa de Rankine para un terraplén inclinado

A cualquier profundidad h , donde el relleno detrás de un muro sea *suelo granular* ($c = 0$), y esté elevado a un ángulo α con respecto a la horizontal (fig.14). La presión activa de Rankine será:

$$\sigma_a = \gamma h K_a \quad [12]$$

Donde:

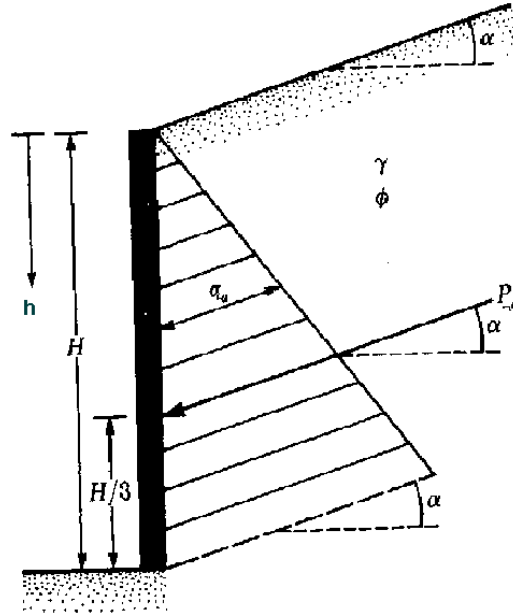
K_a = Coeficiente de presión activa del suelo

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi)}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi)}}$$

Y la fuerza total por unidad de longitud del muro será (fig. 14):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad [13]$$

Figura 14. Presión activa en un terraplén inclinado



Adaptado de: Braja Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág.348

En el caso de un relleno inclinado con un suelo $c - \phi$, o sea, con partículas de material *cohesivo y granular*. La presión activa es:

$$\sigma_a = \gamma h K'_a \cos \alpha \quad [14]$$

Donde:

K'_a = Coeficiente de presión activa para suelos $c - \phi$.

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi} \left\{ 2 \cos^2 \alpha + 2 (c / \gamma h) \cos \phi \operatorname{sen} \phi - \sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi) + 4 (c / \gamma h)^2 \cos^2 \phi + 8 (c / \gamma h) \cos^2 \alpha \operatorname{sen} \phi \cos \phi} \right\} - 1$$

Estos tipos de suelo, también presentan una zona de tensión a una profundidad h_0 :

$$h_0 = (2 c / \gamma) * \sqrt{[(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)]} \quad [15]$$

Por consiguiente, la presión por unidad de longitud del muro para este caso será:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H K'_a \cos\alpha (H - h_0) \quad [16]$$

3.5 Presión activa de tierra de Coulomb

La teoría de presión activa de Coulomb considera la fricción existente entre muro y relleno *granular*. Así, δ será el ángulo de fricción suelo-muro. Se considera el respaldo de un muro inclinado a un ángulo β , más el terraplén inclinado a un ángulo α , ambos con respecto a la horizontal (fig. 15). La teoría de Coulomb supone que la superficie de falla en el suelo se localiza en el punto donde está el valor máximo de la fuerza activa unitaria (P_a), expresada de la forma:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad [17]$$

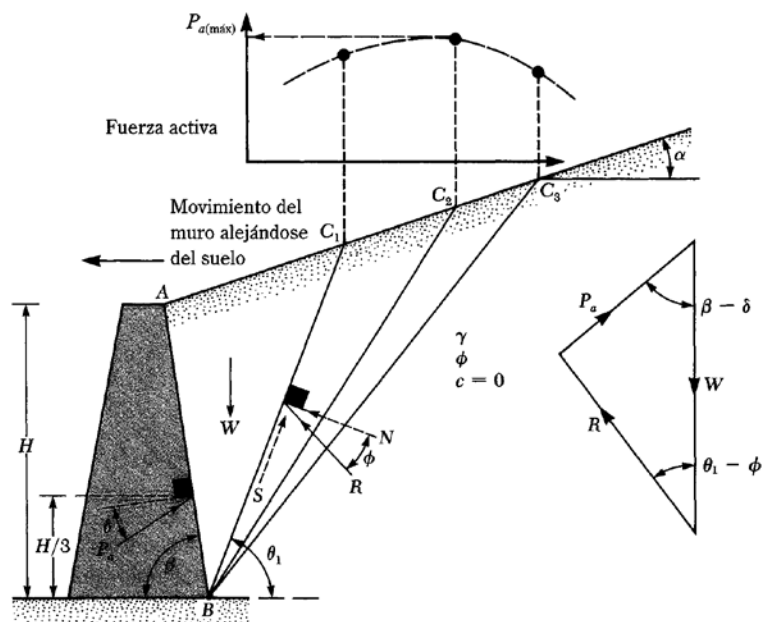
Donde:

H = Altura del muro

K_a= Coeficiente de presión activa de Coulomb

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \{1 + \sqrt{[(\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)) / (\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta))]\}^2}$$

Figura 15. Presión activa de Coulomb y triángulo de fuerzas



Fuente: Braja Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Pág.351

Para el diseño práctico de muros para la retención del suelo, Terzaghi aconseja suponer δ con un valor entre $\phi/2$ y $2\phi/3$.

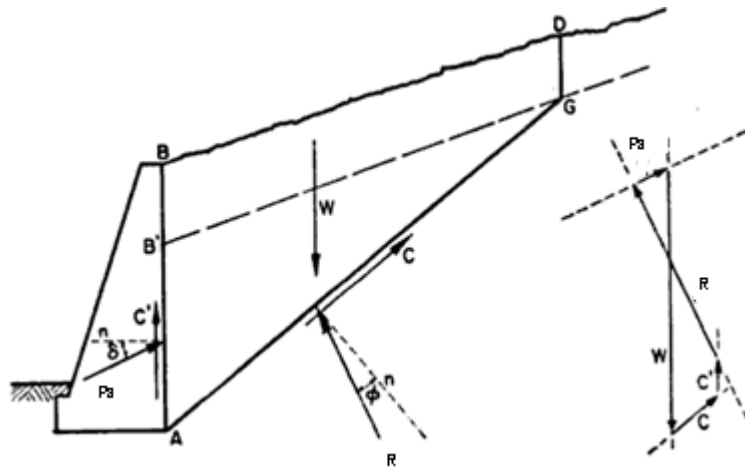
Para hallar la P_a máxima se analizan varias cuñas de prueba, utilizando métodos gráficos (método de Cullmann, método del círculo de fricción, método de la espiral logarítmica, etc.), de acuerdo a las características del suelo y de las cargas externas.

Por lo que, P_a será la única fuerza desconocida en el triángulo (fig. 15). Las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla, son las siguientes:

- a. El peso W del suelo de la cuña.
- b. La resultante R de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la línea de falla (BC en la figura 15). Donde R está inclinada un ángulo ϕ respecto a la normal de la línea de falla y,
- c. P_a , resultante que actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro y está inclinada un ángulo δ respecto a la normal del respaldo del muro.

Cuando el relleno sea de tipo *cohesivo-friccionante* ($c - \phi$) el plano de deslizamiento presentará dos zonas debido a que la cohesión presente hará que exista una zona de agrietamiento en el suelo. Así, el polígono de fuerzas será similar al descrito en la teoría de Rankine (fig. 16)

Figura 16. **Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos cohesivos-friccionantes.**



Fuente: Eulalio Juárez y Alfonso Rodríguez. **Mecánica de suelos**. Tomo 2. Pág.146

Donde:

P_a = Empuje activo

R = Fuerza resultante

W = Peso de la cuña de deslizamiento = $\gamma_{m \text{ suelo}} * \text{Area cuña}$

c = Cohesión del suelo

C = Fuerza debido a la cohesión.

La magnitud de ésta es c * longitud línea AG

C' = Fuerza de adherencia entre el suelo y el muro

La magnitud de ésta es c * longitud línea AB'

Como en el caso de rellenos granulares, se despejará el valor de P en el polígono de fuerzas. El muro se calculará para resistir la combinación de fuerzas C' y $P_{a \text{ máx.}}$

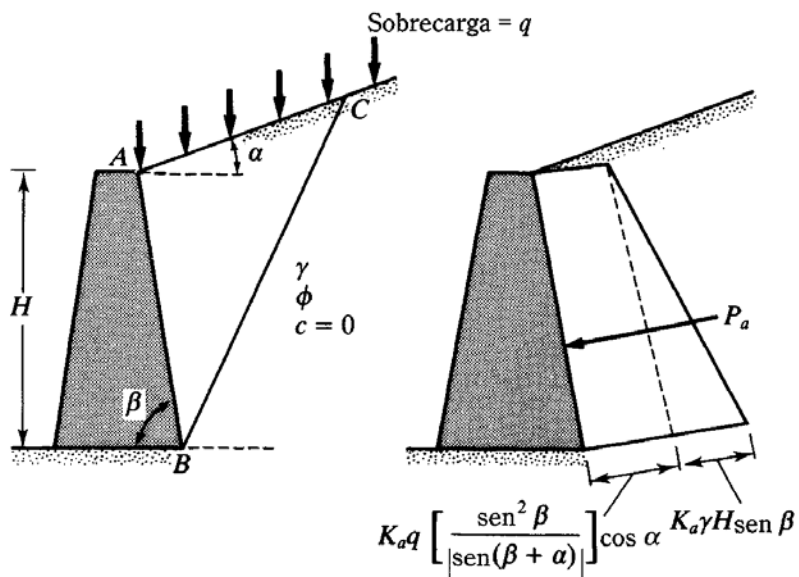
En caso que exista una sobrecarga uniforme q sobre el relleno, P_a se calculará así (fig. 17):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{eq} H^2 K_a \quad [18]$$

Donde,

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\text{sen } \beta}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \right] * \left[\frac{2q}{H} \right] * \cos \alpha$$

Figura 17. Presión activa de Coulomb con sobrecarga en el relleno



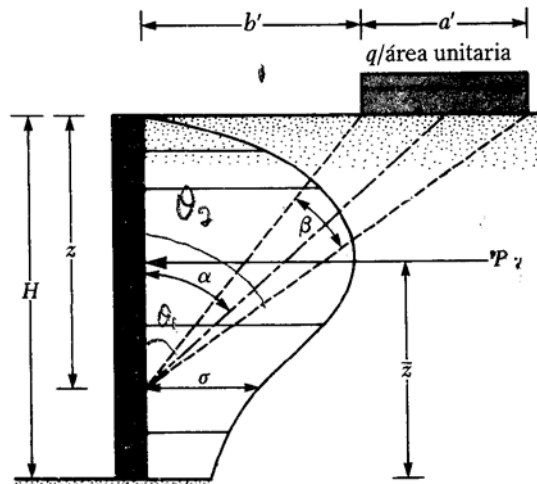
Fuente: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.353

3.6 Caso de existencia de sobrecargas en el terreno

3.6.1 Carga en franja paralela a la coronación del muro

Si el trasdós del muro es vertical y la superficie horizontal del terreno, la distribución de presiones varía de acuerdo con lo que indica en la figura 18.

Figura 18. Presión lateral de tierra causada por carga de franja



Fuente: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.364

La presión real contra un muro rígido es:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

[19]

Donde,

β = ángulo formado por los extremos de la franja de carga en radianes

σ = presión horizontal a la profundidad z

q = carga en la franja por unidad de superficie

$\alpha', b', \theta_1, \theta_2$ = ver en figura 18

La fuerza total por unidad de longitud P , debida a la carga en franja es:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]q$$

[20]

Donde

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right), \quad \text{en grados}$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a'+b'}{H} \right), \quad \text{en grados}$$

Este caso puede ser resuelto también dividiendo la carga en franja en varias cargas en línea.

3.6.2 Carga lineal

Según las ecuaciones de Boussinesq, se puede resolver este caso haciendo tender a cero el ángulo β . El esfuerzo σ_H a una profundidad z y la fuerza resultante P_H a una distancia R a partir del fondo del muro es (fig. 19):

Para $a \leq 0.4$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q_L}{H}\right) \frac{0.20b}{(0.16 + b^2)^2}$$

[21]

$$P_H = 0.55Q_L$$

[22]

Para $a > 0.4$

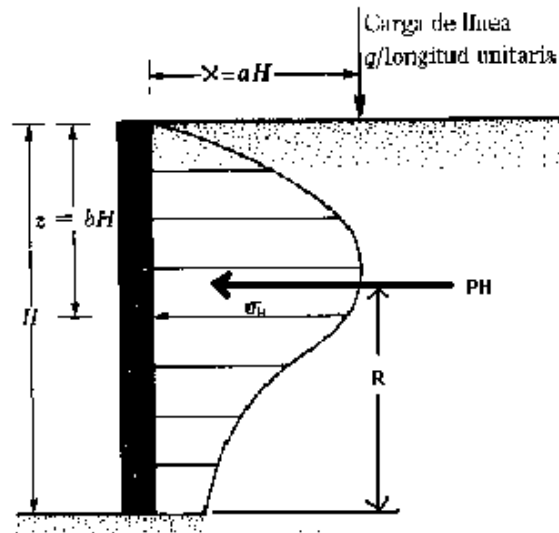
$$\sigma_H = \left(\frac{Q_L}{H}\right) \frac{1.26n}{(a^2 + b^2)^2}$$

[23]

$$P_H = \frac{0.64 Q_L}{(a^2 + 1)}$$

[24]

Figura 19. Presión debida a una carga lineal

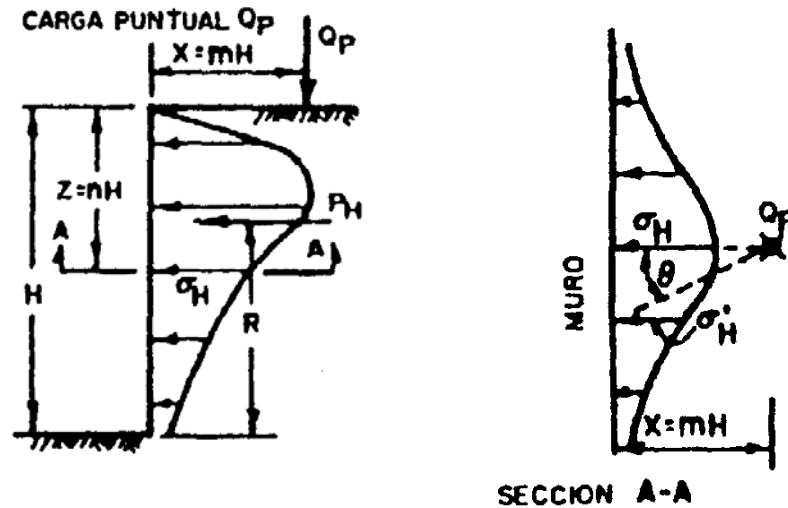


Fuente: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.364

3.6.3 Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas)

En este caso la distribución de presiones no sólo es variable con la altura, sino también a lo largo del muro (fig. 20).

Figura 20. Presión debida a una carga puntual



Fuente: AGIES NR-5: 2001. Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala. Fig. 2

En el plano vertical perpendicular al trasdós del muro pasando por el eje de la carga Q_P , las presiones máximas para cada profundidad z considerada vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

Para $m \leq 0.4$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{0.28n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad [25]$$

$$P_H = 0.78 \frac{Q_P}{H} \quad [26]$$

Para $m > 0.4$

$$\sigma_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{1.77n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad [27]$$

$$P_H = 0.45 \frac{Q_P}{H} \quad [28]$$

La distribución a lo largo del muro en cualquier plano horizontal puede ser calculada mediante:

$$\sigma_H' = (\sigma_H) \cos^2(1.1 \theta) \quad [29]$$

3.7 Presión activa de Coulomb para condiciones sísmicas

Todas las consideraciones son las mismas que para el caso anterior (suelo granular sin sismo), con la adición de las componentes de la fuerza del sismo horizontal y vertical multiplicadas por el peso W de la cuña (fig. 21).

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

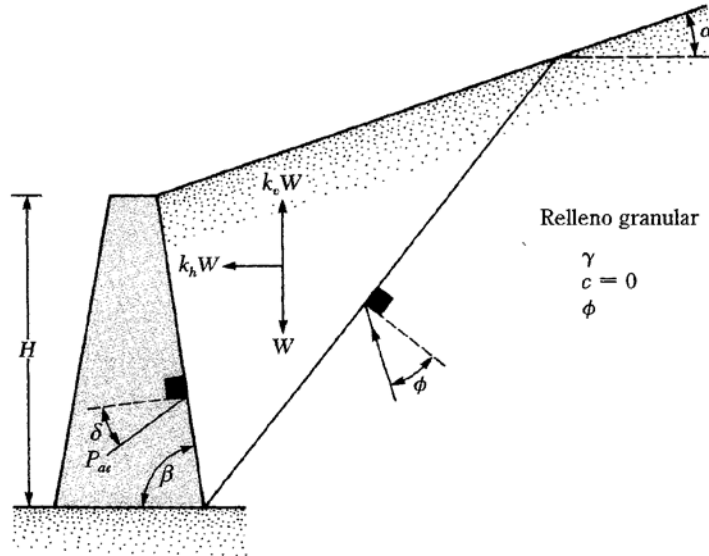
$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

Donde,

k_h = aceleración vertical de la masa de suelo en unidades de gravedad.

k_v = aceleración horizontal de la masa de suelo en unidades de gravedad de acuerdo con el tipo de sismo que se esté analizando y, con el mapa de macrozonificación sísmica para la República de Guatemala.

Figura 21. Presión activa considerando fuerzas sísmicas



Fuente: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.358

La fuerza activa por unidad de longitud del muro P_{ae} es:

Ecuación de Mononobe-Okabe

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v)^* k_{ae}$$

[30]

Donde:

k_{ae} = Coeficiente de presión pseudoestática del suelo

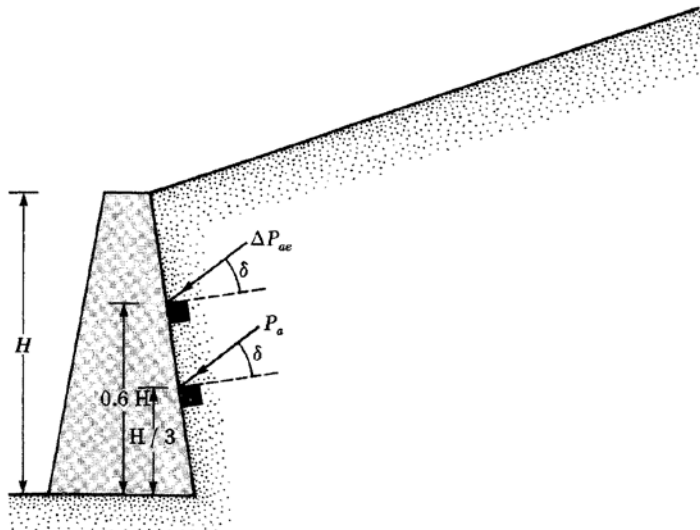
$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \sin^2\beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \{1 + \sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - \alpha)] / [\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)]}\}^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1} [k_h / (1 - K_v)]$$

La línea de acción de P_{ae} estará a una altura h_{ae} con respecto al fondo del muro, y la de ΔP_{ae} a $2/3H$ ó $0.6H$ (fig. 22).

$$h_{ae} = \frac{(0.6H) (\Delta P_{ae}) + (H/3)(P_a)}{P_{ae}} \quad ; \quad \Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

Figura 22. Localización de la línea de acción de P_{ae}



Fuente: Braja Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág.361

3.8 Presión pasiva de tierra

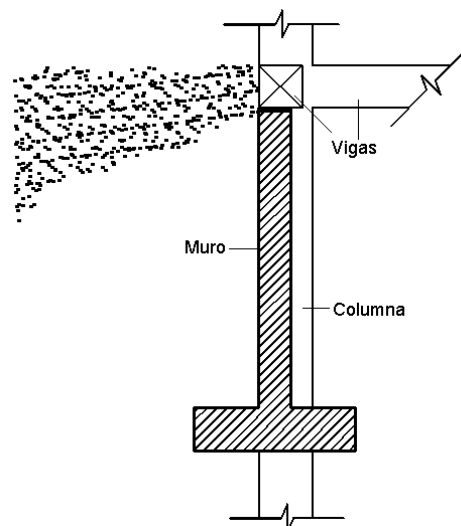
La presión pasiva no afecta significativamente en el análisis de los muros de sótanos, ya que los mismos forman parte de una estructura en conjunto y no trabaja individualmente del todo, como lo hacen los muros de retención. Por lo tanto, se obvia el desarrollo de dicho tema.

4. TIPOS DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO UTILIZADOS EN SÓTANOS

4.1 Muro en voladizo

Quando un muro se diseña como muro en voladizo, este trabaja en forma individual a la superestructura. Dadas sus características se puede considerar como un muro de contención, ya que el único apoyo será su propio cimiento. Sus dimensiones serán de acuerdo al análisis contra volteo, deslizamiento, capacidad de carga, etc., o bien, dependiendo de su diseño en particular (fig. 23)

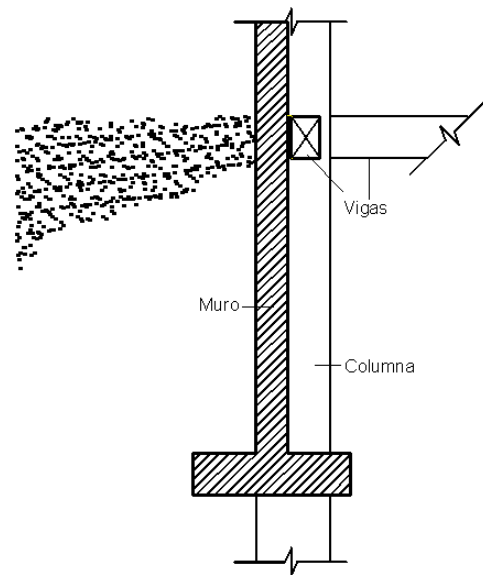
Figura 23. Muro de sótano en voladizo



4.2 Muro simplemente apoyado

Este tipo de muro va apoyado en extremo superior sobre las vigas, por medio de juntas especiales entre el muro y la viga (fig.24). Y en el cimiento en su extremo inferior.

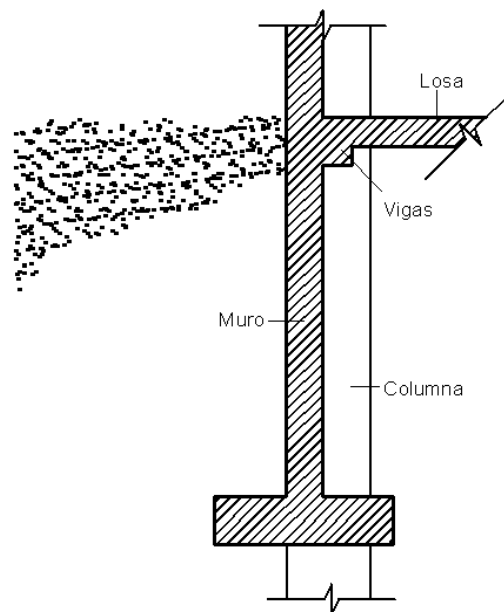
Figura 24. Muro de sótano simplemente apoyado



4.3 Muro doblemente empotrado (muro en dos apoyos)

Un muro doblemente empotrado se diseña como parte de la superestructura, es decir, empotrado en las vigas y en su propio cimiento (fig. 25). Además, puede estar apoyado en las columnas del edificio, en este caso funciona como una losa en dos direcciones de cuatro apoyos. Sin embargo, cabe recordar que la carga a soportar será *uniformemente variada* y no *uniformemente distribuida* como en una losa común.

Figura 25. **Muro doblemente empotrado**



4.4 Otros tipos de muros

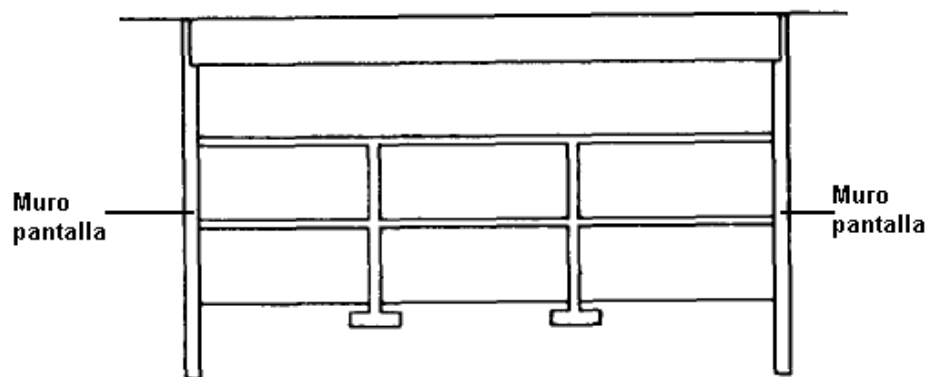
El diseño arquitectónico del edificio influye, en gran parte, en el tipo de muro a usar. Así, un muro podrá tener algunas variaciones respecto a los tipos básicos vistos en los incisos anteriores. Por ejemplo, cuando se proyecta un edificio con marcos estructurales y sólo un piso de sótano, entonces es posible diseñar los muros con anclajes especiales al marco, de tal manera que a este último sea transmitido una parte del empuje del suelo, con el fin de disminuir el espesor requerido del muro

Las fuerzas cortantes debidas al empuje de tierras, como se mencionó anteriormente, pueden ser transmitidas por medio de anclajes a las columnas y vigas, donde el área de acero dependerá de la magnitud del empuje total. Al muro se le coloca un borde en sus tres extremos, para la colocación de los anclajes.

El análisis puede realizarse como el de una losa de cuatro apoyos con carga *uniformemente variada* como ya se expuso, o como lo considere conveniente el diseñador. Asimismo, el apoyo inferior puede ser su propio cimiento o bien, puede anclarse a la viga conectora del edificio.

Otros tipos de muros de concreto reforzado pueden diseñarse a partir de los ya vistos, teniendo cuidado en el análisis y criterio a usar. Sin embargo, cuando se requiere más de dos niveles de sótanos no es recomendable utilizar muros de concreto reforzado, debido al elevado costo que esto representaría por la magnitud del momento flector que conllevaría al aumento de su espesor y áreas de acero; por lo que se pueden utilizar otro sistema que resulte más económico, como los *muros pantalla* (fig. 26)

Figura 26. **Sistema de *muros pantalla* utilizados en sótanos**



Adaptado de: J. Calavera. **Muros de contención y muros de sótano.** Pág. 194

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Cuando se contempla el diseño de cualquier estructura, éste debe realizarse apegado al reglamento de construcción local, normas y códigos adecuados al tipo de obra y materiales de la estructura. Para el presente caso, es preciso basar el diseño en el reglamento del concreto estructural ACI 318S-05 (*American Concrete Institute*), las normas AGIES, además de otros que se consideren apropiados.

5.1 Normas y especificaciones de diseño

- El espesor mínimo de los muros exteriores de sótanos es de 19 cm (**ACI-318S-05: 14.5.3.2**), pero por lo general, se usan muros entre 25 y 30 cm de espesor. Éstos deben impermeabilizarse adecuadamente y deben reforzarse para tomar las variaciones de temperatura y los esfuerzos de flexión ocasionados por el empuje de tierras.

- Cuando la función del muro es también de carga (y contención), puede considerarse como una losa apoyada entre columna y columna, o bien, como una losa con refuerzo vertical de tensión en la cual las losas del sótano y de la planta baja sirven como apoyos contra la presión de tierras; como la altura del sótanos es, generalmente, menor que el espaciamiento entre columnas, la última condición se presenta con mayor frecuencia.

- Si las losas de muro y de piso se cuelan al mismo tiempo, existe restricción en los puntos donde actúan las reacciones; sin embargo, en el cálculo del momento flexionante se acostumbra considerar el muro como una losa o viga *simplemente apoyada*, con lo cual se tiene un error del lado de la seguridad⁶.

- El concreto con exposición severa a suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de resistencia $f'c$ mínima y, de relación máxima agua-cemento dadas en la **tabla (4 - 3.1) ACI-318S-05**.

- El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo cuando el concreto tenga exposición severa a sulfatos (**ACI-318S-05: 4.3.2**).

- Las cimbras o formaletas deben cumplir con la forma, niveles y dimensiones indicadas en los planos y especificaciones como: “*Guide to formwork for concrete*” del comité ACI 347 y “*Formwork for concrete*” del mismo comité; o bien, lo descrito en los incisos (**6.1** y **6.2**) del **ACI-318S-05**. En resumen:

- a) Las cimbras deben ser herméticas para impedir la fuga del mortero.
- b) Deben arriostrarse o amarrarse de tal forma que conserven su forma y posición.

⁶ Harry Parker. Diseño simplificado de concreto reforzado (México: Editorial Limusa Wiley, 1971), p. 289

- c) Su diseño se debe basar en las cargas recibidas por el muro, además de la velocidad y método para colocación del concreto.
- d) Cuando sea momento de descimbrar, el concreto expuesto deberá tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de descimbrado.

- El recubrimiento mínimo en concreto construido in situ colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él será de 7.5 cm, o bien el que rija el reglamento de construcción local. En ambientes corrosivos el recubrimiento mínimo será mayor. **(ACI-318S-05: 7.7.1 y 7.7.5)**

- Los detalles del refuerzo (ganchos, diámetros mínimos de doblado, condiciones de doblado, colocación y límites de espaciamiento del refuerzo) se realizarán conforme lo definido en los incisos **(7.1 al 7.6)** del **capítulo 7** del **ACI-318S-05**.

- Al momento de colocar el concreto en la cimbra, el refuerzo debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan su adherencia **(ACI-318S-05: 7.4.1)**.

- El refuerzo debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto a fin de evitar su desplazamiento fuera de las tolerancias aceptables **(ACI-318S-05: 7.5.2.1)**.

• La cuantía mínima para refuerzo horizontal $\rho_{h\ min}$ es **(ACI-318S-05: 14.3.3.1)** :

- a) 0.0020 para barras corrugadas no mayor que No. 16 (#5) con f_y no menor a 101,970 kg/m² (420 Mpa). ó,
- b) 0.0025 para otras barras corrugadas

• En toda sección de un elemento sometido a flexión, el área de acero mínimo proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de **(ACI-318S-05: 10.5.1)**:

$$A_{s\ min.} = \{ 0.25 \sqrt{f'c} / f_y \} * b * d$$

Pero no menor que $1.4 * b * d / f_y$

• El área de acero máximo no debe ser mayor que el obtenido por medio de

$$A_{s\ máx} = \rho_{máx} * b * d$$

donde,

$$\rho_{máx} = 0.5\rho_b$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 0.003 * E_s}{f_y (f_y + 0.003 * E_s)}$$

y,

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f'c \leq 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left[\frac{f'c - 280}{70} \right] * 0.05 \quad \text{si} \quad f'c > 210 \frac{kg}{cm^2}$$

- El refuerzo vertical y horizontal debe espaciarse a no más de tres veces el espesor del muro ni de 45 cm **(ACI-318S-05: 14.3.3)**.

- El espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro de la barra, pero no menor a 2.5 cm. Depende también del tamaño máximo nominal del agregado grueso. **(ACI-318S-05: 7.6.1 y 3.3.2)**.

- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor a 2.5 cm. **(ACI-318S-05: 7.6.2)**.

- Los esfuerzos de adherencia deben chequearse para que cumplan lo siguiente:

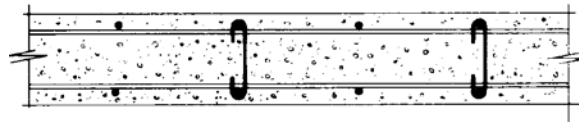
$$u_a = \frac{V_{m\acute{a}x}}{P * N * j * d} < u_p = \frac{3.2\sqrt{f'c}}{D}$$

Donde el esfuerzo permisible máximo **(ASTM A 305)** para varillas corrugadas a tensión debe calcularse de acuerdo a la expresión anterior (tabla I, anexos). Para todas las varillas corrugadas a compresión, el esfuerzo permisible es de $1.7\sqrt{f'c}$ pero no mayor a 28 kg/cm².

• Esfuerzo cortante unitario actuante v_a debe ser menor que la resistencia al cortante proporcionado por el concreto v_c (**ACI 318S-05: 11.3.1**). De lo contrario se dispondrán estribos verticales y horizontales (fig. 27).

$$v_a = \frac{V_{m\acute{a}x}}{bd} < v_c = 0.53\sqrt{f'c}$$

Figura 27. **Disposición de estribos en armadura de muros de sótano**



Fuente: J. Calavera. **Muros de contención y muros de sótano**. Pág. 184

5.2 Recomendaciones para el proceso constructivo

En la norma AGIES NR-5: 2001, y en el capítulo cinco del código ACI 318S-05 se dan algunas consideraciones a tomar en cuenta:

• Durante el proceso de excavación y construcción de sótanos se debe asegurar totalmente la estabilidad de las paredes del talud, a fin de evitar deformaciones excesivas que afecten las estructuras vecinas (si hubiera), o que puedan poner en riesgo la vida de las personas dentro o cerca de la construcción.

- En la fase de armado se debe contar con una supervisión minuciosa en cuanto al tipo de acero a usar, el cual debe ser de la calidad, resistencia y tipo descrito en los planos de diseño. Los dobleces de las barras de acero deben hacerse obligatoriamente en frío **(ACI-318S-05: 7.3.1)**.

- Cuando la fundición del muro se realiza con concreto hecho en obra (*in situ*), debe supervisarse estrictamente la elaboración, proporciones, calidad de los agregados y demás componentes del concreto; asimismo, el mezclado, traslado y colocación.

- Cuando el concreto sea premezclado deberá supervisarse al momento de la entrega que éste no haya sufrido segregación de sus componentes, lo cual provoque la pérdida de plasticidad.

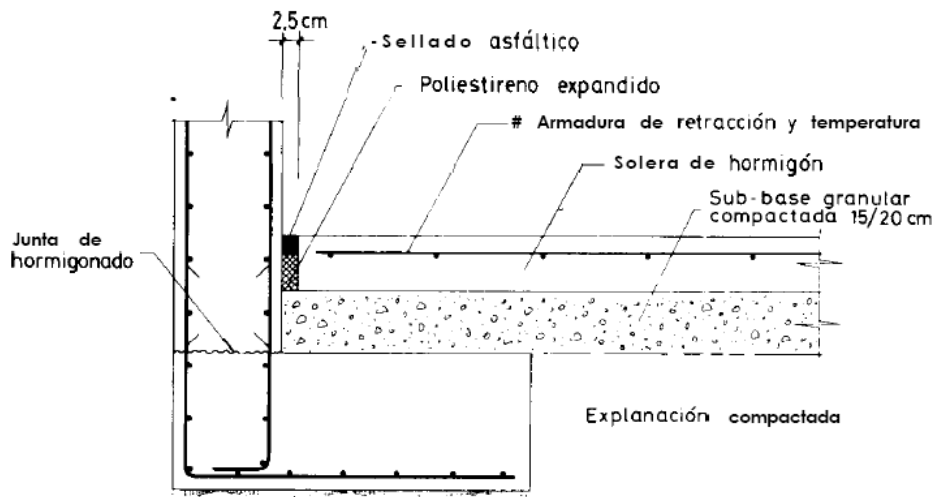
- Para controlar la calidad del concreto utilizado es necesario realizar pruebas periódicas a especímenes y de revenimiento, para corroborar que la resistencia sea la de diseño. También es recomendable contar con un historial de la fundición y el número de ensayos con sus respectivos resultados. Dichos ensayos deben hacerse según el volumen de concreto fundido.

- Al momento de verter la mezcla en la formaleta hacerlo con sumo cuidado y no de forma abrupta, lo cual podría ocasionar la abertura de la misma y el desacomodo del armado. Tampoco debe verterse desde alturas mayores a 1.5 m.

- Después de colocado el concreto en la formaleta debe apisonarse con una varilla de acero, o bien, utilizar un vibrador a fin de evitar la segregación de la mezcla y, para que llegue a todos los espacios sobre todo entre el armado.

- La solera de concreto que servirá de piso en el sótano más profundo, deberá fundirse con una separación mayor a 2.5 cm del muro, ya que de no dejar esta junta se daría lugar a un punto crítico de agrietamiento en la estructura al momento de un movimiento sísmico o de otra naturaleza (fig. 28).

Figura 28. **Detalle de junta entre el muro y el piso**



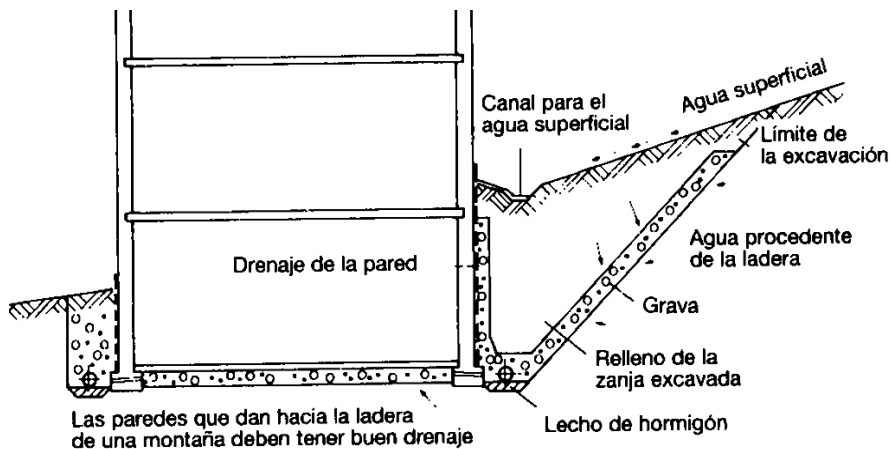
Fuente: J. Calavera. **Muros de contención y muros de sótano.** Pág. 186

5.3 Impermeabilización en muros de sótanos

Debido al contacto permanente que tienen los muros de sótanos con la humedad del suelo se hace necesaria la impermeabilización de estos. Existen distintos métodos para tal fin, pero se debe elegir el que más asegure la protección del muro contra el agua, dependiendo del tipo de relleno y sobre todo si el nivel freático logra tocar el muro.

Los sótanos deben impermeabilizarse en sentido horizontal y vertical. En los edificios que sean construidos sobre una pendiente, se impermeabilizará cuidadosamente las paredes que den hacia la ladera (fig.29).

Figura 29. Impermeabilización de muros de sótanos de edificios sobre ladera



Fuente: Ernst Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** Pág. 63

La infiltración del agua entre las fisuras del muro, provocadas por asentamientos u otro tipo de movimientos, y posteriormente la corrosión del refuerzo es indeseable en términos de su resistencia. Es entonces, primordial conocer las características del subsuelo, la cota máxima del nivel freático y su contenido de compuestos químicos. Al respecto la norma **AGIES NR-5** inciso **(3.8)**, indica que puede utilizarse drenajes subterráneos longitudinales. Estos consisten en zanjas rellenas de grava (1" a ¾ ") lavada y limpia de finos, como capa filtrante. Dicha grava se envuelve en tela geotextil y se coloca sobre una tubería PVC ranurada en el fondo de la zanja, adicional a una cama de concreto bajo la tubería. El agua reunida se conduce a un colector o a donde no cause daño a la cimentación, ya que este drenaje se construye en la parte posterior del muro.

Es posible emplear otros sistemas de evacuación, media vez garanticen un drenaje adecuado y eficiente. En las figura 41 (a) – (j) del anexo se muestran distintas formas de impermeabilizar los sótanos.

5.4 Ejemplo 1: muro de sótano de un nivel

Datos generales:

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

$$\phi = 26^\circ$$

$$c = 0^\circ$$

$$q = 2 \text{ ton/m}^2 \text{ - sobrecarga -}$$

$$Q = 17 \text{ ton/m}^2 \text{ (arena limosa) - capacidad -}$$

$$H_{\text{muro}} = 3.60 \text{ m}$$

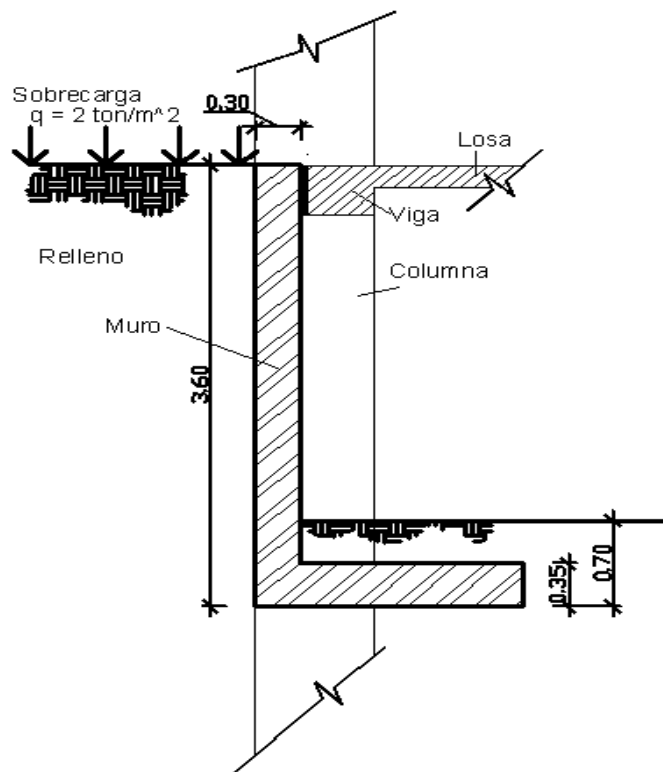
$$t_{\text{muro}} = 0.30 \text{ m}$$

$$t_{\text{cimiento}} = 0.35 \text{ m}$$

$$D_f = 0.70 \text{ m}$$

$$b_{\text{cimiento}} = 1.80 \text{ m}$$

Figura 30. Dimensiones del muro



Calculo de empuje

Coeficiente de presión activa K_a

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right)$$

$$K_a = 0.39$$

Presión vertical

$$h = 0 \quad \sigma_v = q = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{sobrecarga}$$

$$h = 3.60\text{m} \quad \sigma_v = 1.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3.60 \text{ m} + 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v = 8.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión horizontal

$$h = 0 \quad \sigma_h = q k_a$$

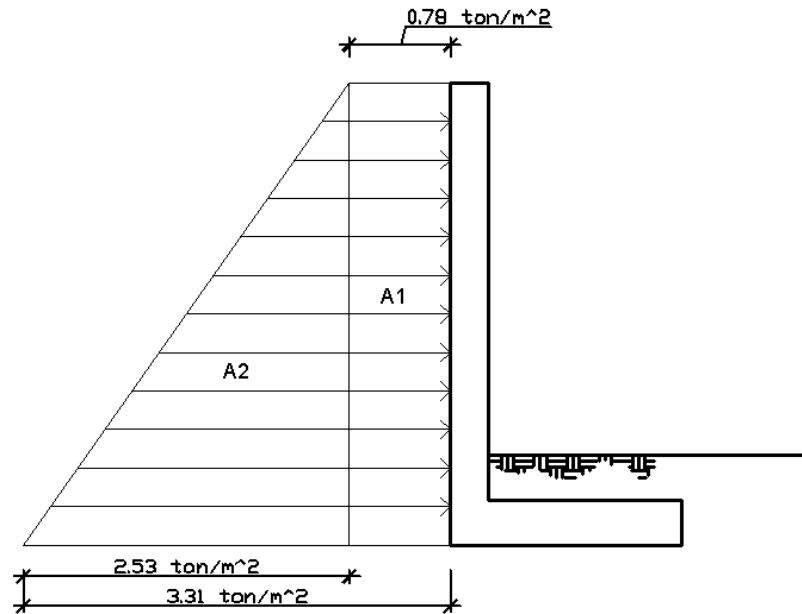
$$\sigma_h = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.39$$

$$\sigma_h = 0.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$h = 3.60\text{m} \quad \sigma_h = 8.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.39$$

$$\sigma_h = 3.31 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Figura 31. Diagrama de presión activa



Empuje resultante

$$P_a = A_1 + A_2$$

$$P_a = 0.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3.6 \text{ m} + \frac{1}{2} * 2.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3.6 \text{ m}$$

$$P_a = 2.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 4.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_a = 7.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Línea de acción de P_a

$$z = \frac{2.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * \frac{3.60}{2} \text{ m} + 4.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * \frac{3.60}{3} \text{ m}}{7.36 \text{ m}}$$

$$z = 1.43 \text{ m}$$

Análisis dinámico

*Considerando los coeficientes de aceleración para la zona sísmica 4.2, correspondiente a la capital de Guatemala en el mapa de macrozonificación sísmica de Guatemala (**AGIES NR-2: 2000, 3.4.2**).

$$k_h = 0.40 \text{ g}$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$k_v = 0 \text{ g}$$

$$\delta = 0^\circ \text{ muro sin fricción}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

Coefficiente de empuje dinámico

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{0.40}{1-0} \right)$$

$$\theta' = 21.80^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(26+90-21.8)}{\cos 21.8 \sin^2 90 \sin(90-21.8-0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(26+0)\sin(26-21.8-0)}{\sin(90-0-21.8)\sin(0+90)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = 0.82$$

Empuje dinámico total

$$P_{ae} = \frac{1}{2} * 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3.6 \text{ m}^2 (1 - 0) * 0.82$$

$$P_{ae} = 9.56 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Incremento dinámico

$$\Delta P_{ae} = 9.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}} - 7.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta P_{ae} = 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Línea de acción ΔP_{ae}

$$\Delta z_{ae} = \frac{2}{3} * 3.60 \text{ m}$$

$$\Delta z_{ae} = 2.4 \text{ m}$$

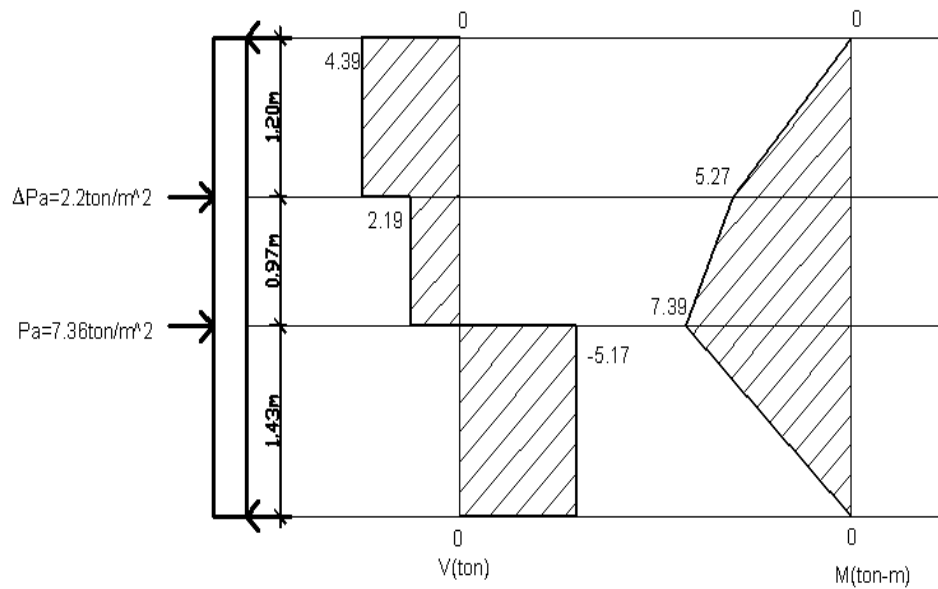
Línea de acción de P_{ae}

$$z_{ae} = \frac{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 2.4 \text{ m} + 7.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 1.43 \text{ m}}{9.56 \text{ m}}$$

$$z_{ae} = 1.65 \text{ m}$$

**Por ser independiente al marco estructural, se analiza como un elemento simplemente apoyado debido a que no soporta cargas axiales.*

Figura 32. Diagramas de corte y momento



$$\sum M_A = 0$$

$$3.60R_B = 7.36 \text{ ton}(3.6 - 1.43)m + 2.2 \text{ ton} * 1.2m$$

$$R_B = 5.17 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + 5.17 = 2.2 + 7.36$$

$$R_A = 4.39 \text{ ton}$$

De los diagramas (fig. 31):

$$|V_{m\acute{a}x}| = 5.17 \text{ ton}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 7.39 \text{ ton} - m$$

Datos generales:

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.039 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{f'c=210} = 15.94 \quad (\text{ver tabla II, anexos})$$

$$j = 0.872 \quad (\text{ver tabla II, anexos})$$

$$r_{\text{recubrimiento m\acute{i}n.}} = 7.5 \text{ cm} \sim 8 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 1m = 100 \text{ cm, franja unitaria de muro}$$

Peralte efectivo requerido (en centímetros)

$$d = \sqrt{\frac{M}{R*b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{(7.39 * 1000 * 100) \text{ kg} - \text{cm}}{15.94 * 100 \text{ cm}}}$$

$$d = 21.5 \text{ cm} \sim 22 \text{ cm}$$

El peralte efectivo coincide con el propuesto. **OK**

Área de acero mínima de elementos sometidos a flexión

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b * d}{f_y} \quad \text{pero no menor que} \quad \frac{14}{f_y} b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.8 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} 100 \text{ cm} * 22 \text{ cm}}{2800 \frac{kg}{cm^2}} ; \quad \frac{14}{2800 \frac{kg}{cm^2}} 100 \text{ cm} * 22 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 9.11 \text{ cm}^2 ; \quad 11 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima para zonas sísmicas

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 0.003 * 2.039E6 \frac{kg}{cm^2}}{2800 \frac{kg}{cm^2} (2800 \frac{kg}{cm^2} + 0.003 * 2.039E6 \frac{kg}{cm^2})}$$

$$\rho_b = 0.0372$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * 0.0372$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.186$$

$$A_{s \text{ m\acute{a}x}} = 0.186 * 100 \text{ cm} * 22 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ m\acute{a}x}} = 40.92 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida por flexión por unidad de longitud de muro

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M}{f_s * j * d} \quad \text{donde,} \quad f_s = 0.5 f_y$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{739000 \text{ kg-cm}}{1400 \frac{kg}{cm^2} * 0.872 * 22 \text{ cm}}$$

$$A_{s \text{ req}} = 27.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ m\acute{a}x}} = 40.92 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req}} = 27.52 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ m\acute{i}n}} = 9.11 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Espaciamiento máximo refuerzo vertical y horizontal

$$S_{\text{máx}} = 3 t_{\text{muro}} \text{ ó } 45 \text{ cm } \textit{el mayor}$$

$$S_{\text{máx}} = 3 * 30 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

Área de acero por temperatura

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 0.0025 b d$$

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 22 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

* Revisión por cortante

Corte actuante

$$v_a = \frac{5170 \text{ kg}}{100 \text{ cm} * 22 \text{ cm}}$$

$$v_a = 2.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Corte unitario que resiste el concreto

$$v_c = 0.53 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$v_c = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_a < v_c \quad \text{OK}$$

* *Esto significa que no es necesaria la colocación de estribos como refuerzo transversal, ya que el concreto resiste el corte actuante por sí mismo, solamente se debe colocar acero por temperatura.*

Distribución del acero para 1m longitudinal de muro

*Para evitar agrietamiento excesivo en el concreto, debido al diseño de este muro, se colocará el acero distribuido en dos capas paralelas de acuerdo con:

-*Cara interna*: Aquí se desarrollan los esfuerzos de tensión, por lo tanto, debe llevar la mayor parte del refuerzo. Se tomará 2/3 del área requerida de acero.

$$A_{s \text{ flexión}} = \frac{2}{3} * 27.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ flexión}} = 18.35 \text{ cm}^2$$

Usando varillas # 8

$$\frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \#10}} = \frac{18.35 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 3.62 \sim 3.7 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}}$$

$$A_{s \text{ real}} = 3.7 * 5.07 \text{ cm}^2 = 18.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} > A_{s \text{ req}} \quad \mathbf{OK}$$

$$S = \frac{100}{3.7} = 27 \text{ cm}$$

Usar #8 @ 27 cm

Revisión por adherencia

$$P_{\text{perímetro \#8}} = 8 \text{ cm}$$

$$N = 3.7 \text{ Var/m. l.}$$

$$D_{\text{diámetro \#10}} = 2.52 \text{ cm}$$

$$j = 0.872$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$u_a = \frac{5.17 * 1000 \text{ kg}}{3.7 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} * 8 \text{ cm} * 0.872 * 22} = 9.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_p = \frac{3.2 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{2.52 \text{ cm}} = 18.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_a < u_p \quad \text{OK}$$

Usando varillas #4

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \#5}} = \frac{5.5 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 4.33 \sim 4.4 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}}$$

$$A_{s \text{ real}} = 4.4 * 1.27 \text{ cm}^2 = 5.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} > A_{s \text{ req}} \quad \text{OK}$$

$$S = \frac{100}{4.4} = 23 \text{ cm}$$

Usar #4 @ 23 cm

- *Cara exterior*: Aquí se desarrollan esfuerzos de compresión, por lo que se necesita menos refuerzo. Se tomará el resto del refuerzo.

$$A_{s \text{ flexión}} = 9.17 \text{ cm}^2$$

Usando varillas #6

** De tal forma que el refuerzo sea paralelo en las dos caras del muro.*

$$\frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \#6}} = \frac{9.117 \text{ cm}^2}{2.87 \text{ cm}^2} = 3.2 \sim 3.7 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}}$$

$$A_{s \text{ real}} = 3.7 * 2.87 \text{ cm}^2 = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} > A_{s \text{ req}} \quad \mathbf{OK}$$

$$S = \frac{100}{3.7} = 27 \text{ cm}$$

Usar #6 @ 27 cm

Revisión por adherencia

Perímetro #6 = 6 cm

N = 3.7 Var/m. l.

Diámetro #6 = 1.91 cm

j = 0.872

d = 22 cm

$$u_a = \frac{5170 \text{ kg}}{3.7 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} * 6 \text{ cm} * 0.872 * 22} = 12.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_p = 1.7 \sqrt{210} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 24.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

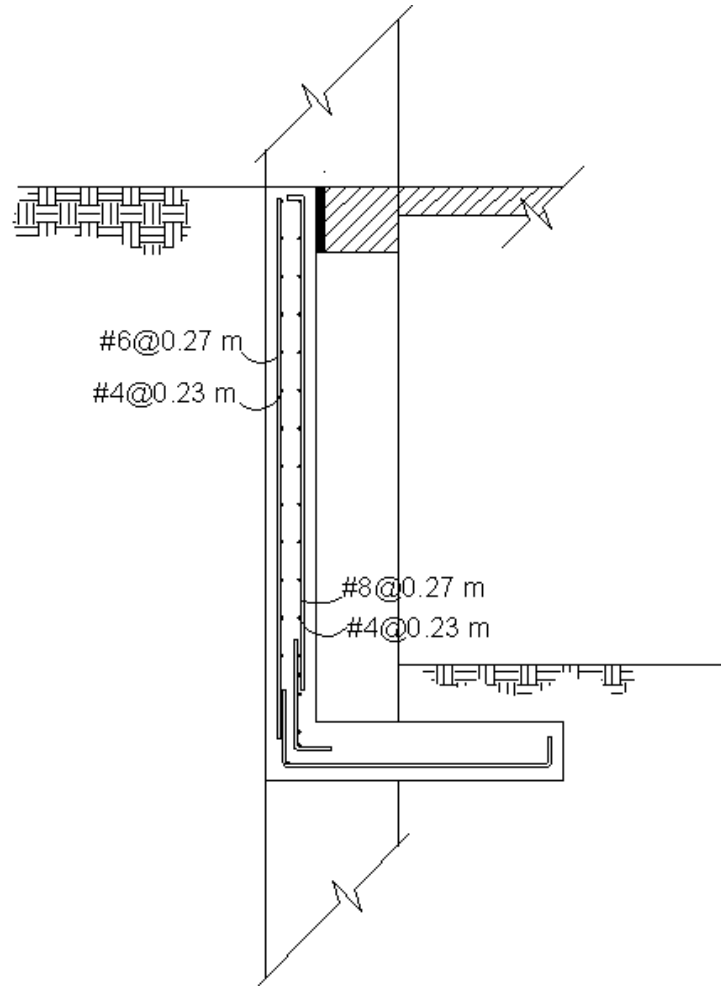
$u_a < u_p$ **OK**

** Debido a que se está trabajando con el área de acero mínimo de temperatura, esta se usará en las dos capas.*

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Usar #5 @ 36 cm

Figura 33. Distribución del refuerzo



5.5 Ejemplo 2: muro de dos sótanos

Datos generales:

Arena limosa

$$\phi_1 = 35^\circ$$

$$c_1 = 0^\circ$$

$$h_{\text{estrato } 1} = 4.0 \text{ m}$$

$$\gamma_1 = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$Q = 30000 \text{ kg/m}^2 \text{ (arena fina seca)}$$

$$H_{\text{muro}} = 7.80 \text{ m}$$

$$t_{\text{muro}} = 0.35 \text{ m}$$

$$t_{\text{cimiento}} = 0.75 \text{ m}$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$b_{\text{cimiento}} = 3.90 \text{ m}$$

Arena con limo de baja permeabilidad

$$\phi_2 = 23^\circ$$

$$c_2 = 1400^\circ$$

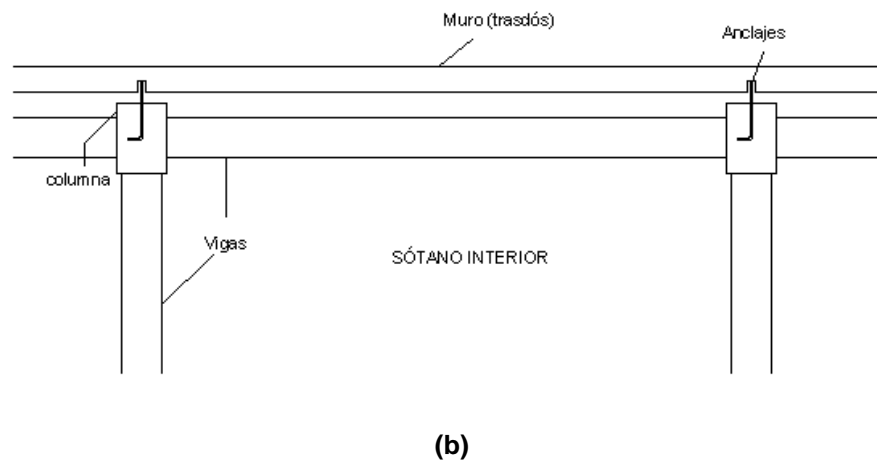
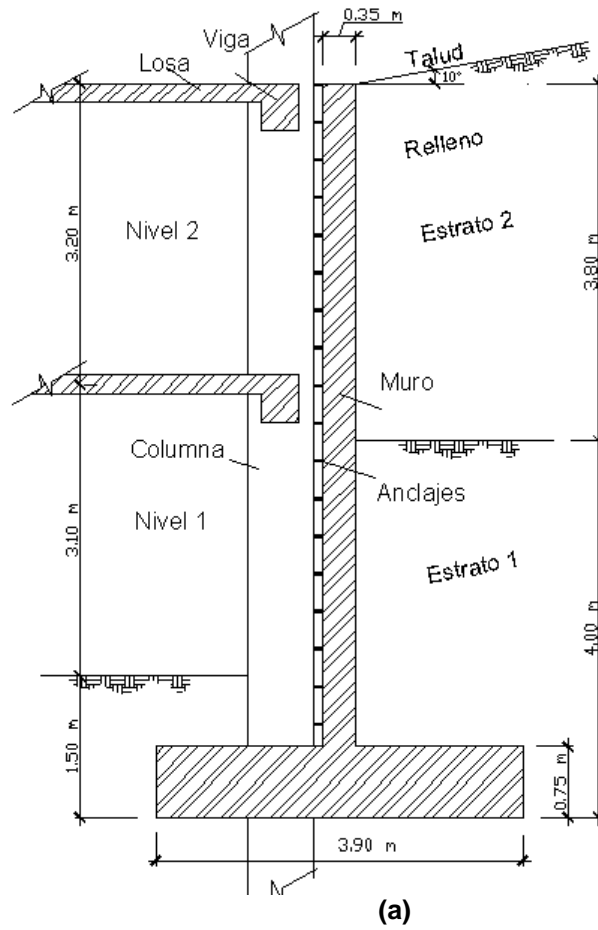
$$h_{\text{estrato } 2} = 3.80 \text{ m}$$

$$\gamma_2 = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{\text{nivel } 1} = 3.10 \text{ m}$$

$$h_{\text{nivel } 2} = 3.20 \text{ m}$$

Figura 34. Dimensiones del muro. (a) Perfil (b) Planta



Calculo de empuje

Profundidad de grieta de tensión

$$h_o = \frac{2 * 1400 \frac{kg}{m^2}}{1700 \frac{kg}{m^3}} \sqrt{\frac{1 + \sin 23}{1 - \sin 23}} = 2.49 \text{ m}$$

Coefficiente de presión activa K_a para un relleno inclinado con suelo c-
 ϕ , (estrato 2).

$$K_{a2} =$$

$$\left\{ \frac{1}{\cos^2 23} \left[2 \cos^2 10 + \right. \right. \\ \left. \left. 2 \left(\frac{1400 \frac{kg}{m^2}}{1700 \frac{kg}{m^3} * 3.8 \text{ m}} \right) \cos 23 \sin 23 - \right. \right. \\ \left. \left. \sqrt{4 \cos^2 10 (\cos^2 10 - \cos^2 23) + 4 \left(\frac{1400 \frac{kg}{m^2}}{1700 \frac{kg}{m^3} * 3.8 \text{ m}} \right)^2 \cos^2 23 + 8 \left(\frac{1400 \frac{kg}{m^2}}{1700 \frac{kg}{m^3} * 3.8 \text{ m}} \right) \cos^2 10 \sin 23 \cos 23} \right] \right\} - 1$$

$$K_{a2} = 0.159$$

Coefficiente de presión activa K_a para un relleno inclinado con suelo
granular, (estrato 1)

$$K_{a1} = \cos 10 * \frac{\cos 10 - \sqrt{(\cos^2 10 - \cos^2 35)}}{\cos 10 + \sqrt{(\cos^2 10 - \cos^2 35)}}$$

$$K_{a1} = 0.282$$

Presión vertical

$$h = 3.80\text{m} \quad \sigma_{v2} = 1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 3.80 \text{ m} * \cos 10$$
$$\sigma_{v2} = 6361.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$h = 7.80\text{m} \quad \sigma_{v1} = \sigma_{v2} + \gamma_1 h_1$$
$$\sigma_{v1} = 6361.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 4 \text{ m}$$
$$\sigma_{v1} = 14361.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

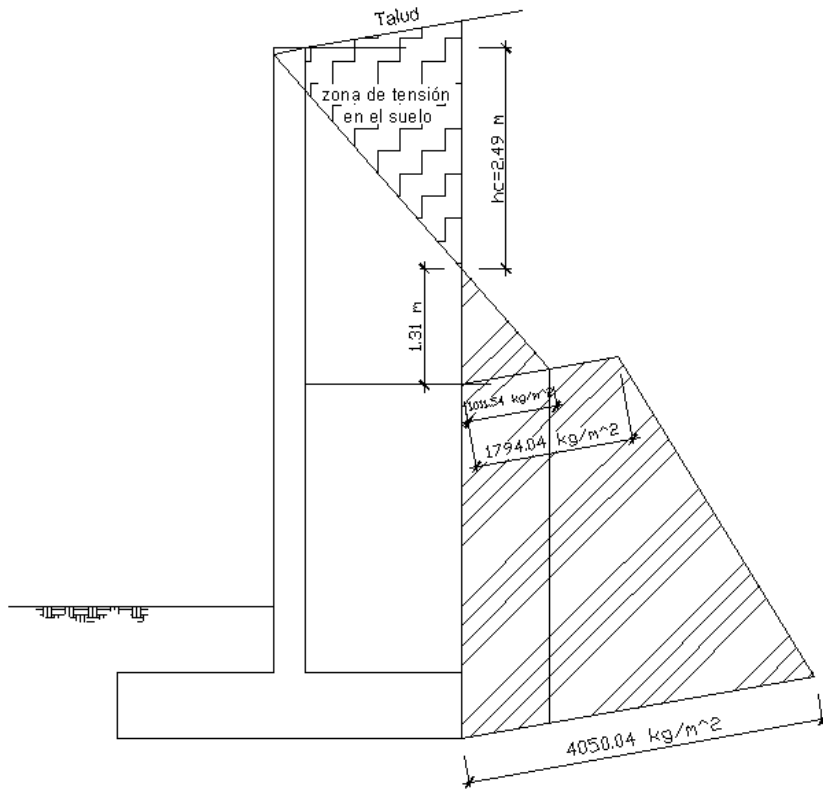
Presión paralela al ángulo del talud σ_h

$$h = 3.80\text{m} \quad \sigma_{h2} = \sigma_{v2} * k_2$$
$$\sigma_{h2} = 6361.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.159$$
$$\sigma_{h2} = 1011.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$h = 3.80 \text{ m} \quad \sigma_{h2'} = \sigma_{v2} * k_1$$
$$\sigma_{h2'} = 6361.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.282$$
$$\sigma_{h2'} = 1794.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$h = 7.80 \text{ m} \quad \sigma_{h1} = \sigma_{v1} * k_1$$
$$\sigma_{h1} = 14361.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.282$$
$$\sigma_{h1} = 4050.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Figura 35. Diagrama de presión activa



Empuje resultante

$$P_a = A_1 + A_2 + A_3$$

$$P_a = 1794.04 \frac{kg}{m^2} * 4 m + \frac{1}{2} * 1011.54 \frac{kg}{m^2} * (3.8 - 2.49) m + \frac{1}{2} * (4050.04 - 1794.04) \frac{kg}{m^2} * 4.0 m$$

$$P_a = (7176.16 + 662.56 + 4512) \frac{kg}{m.l.}$$

$$P_a = 12350.72 \frac{kg}{m.l.}$$

Línea de acción de P_a

$$Z = \frac{7176.16 \frac{kg}{m.l.} * \frac{4}{2}m + 662.56 \frac{kg}{m.l.} * \left(4 + \frac{1.31}{3}\right)m + 4512 \frac{kg}{m.l.} * \frac{4}{3}m}{12350.72 \frac{kg}{m.l.}}$$

$$z = 1.89 m$$

* Análisis dinámico

$$k_h = 0.40 g$$

$$k_v = 0 g$$

Debido a que el método de Seed para el análisis dinámico no es aplicable a rellenos de varios estratos e inclinados, como el caso presente, entonces se tomará el siguiente criterio:

$$\Delta P_{ae} \approx 0.10 a 0.20 w_m$$

Donde: $w_m = m * g =$ peso total de la estructura

$$w_m = W_{muro} + C_{cimiento} \quad \text{por longitud unitaria}$$

$$w_m = \gamma_c H_b L + \gamma_c H_b L$$

$$w_m = 2400 \frac{kg}{m^3} * 7.05 m * 0.35m * 1 m + 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.75 m * 3.9m * 1 m$$

$$w_m = 12942 \frac{kg}{m.l.}$$

Incremento dinámico

$$\Delta P_{ae} = 12942 \frac{kg}{m.l.} * 0.10$$

$$\Delta P_{ae} = 1294.2 \frac{kg}{m.l.}$$

Línea de acción ΔP_{ae}

$$\Delta z_{ae} = \frac{2}{3} * (7.80 - 2.49) m$$

$$\Delta z_{ae} = 3.54 m$$

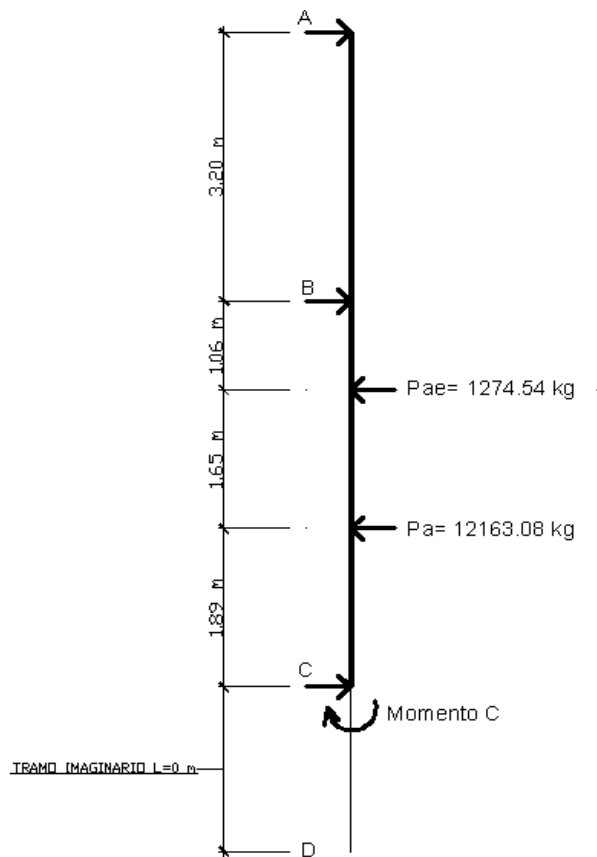
Fuerzas normales al trasdós del muro

$$P_{ax} = 12350.72 \cos 10 = 12163.08 \frac{kg}{m.l.}$$

$$\Delta P_{ax} = 1294.2 \cos 10 = 1274.54 \frac{kg}{m.l.}$$

* Analizando el muro como un elemento a flexión continuo de tres apoyos.

Figura 36. Diagrama de cuerpo libre



Resolución por medio del método de los *tres momentos*.

Ecuaciones de los *tres momentos*⁷

- $M_A L_A + 2M_B(L_A + L_B) + M_C L_B + \frac{6A_A a_A}{L_A} + \frac{6A_B b_B}{L_B} = 0$
- $M_B L_B + 2M_C(L_B + L_C) + M_D L_C + \frac{6A_B a_B}{L_B} + \frac{6A_C b_C}{L_C} = 0$

Donde,

$$M_A L_A = 0 \qquad \frac{6A_A a_A}{L_A} = 0 \qquad M_D L_C = 0 \qquad \frac{6A_C b_C}{L_C} = 0$$

De acuerdo a la definición de “momento flexionante”

$$M_A = 0 \qquad M_B \neq 0 \qquad M_D \neq 0$$

$$\frac{6A_B b_B}{L_B} = \sum \frac{P*b}{L} (L^2 - b^2) = \frac{1274.54*3.54}{4.6} (4.6^2 - 3.54^2) + \frac{12163.08*1.89}{4.6} (4.6^2 - 1.89^2) = 96357.56 \text{ kg} - m^2$$

$$\frac{6A_B a_B}{L_B} = \sum \frac{P*a}{L} (L^2 - a^2) = \frac{1274.54*1.06}{4.6} (4.6^2 - 1.06^2) + \frac{12163.08*2.71}{4.6} (4.6^2 - 2.71^2) = 104884.43 \text{ kg} - m^2$$

⁷ Consultar textos sobre “resistencia de materiales”

Sustituyendo valores en las ecuaciones de los *tres momentos*

$$2 M_B (3.2 + 4.6) + M_C(4.6) = -96357.56$$

$$4.6 M_B + 2 M_C (4.6 + 0) = -104884.43$$

$$15.6 M_B + 4.6 M_C = -96357.56 \quad (a)$$

$$4.6 M_B + 9.2 M_C = -104884.43 \quad (b)$$

Resolviendo las ecuaciones simultáneas (a) y (b) para encontrar M_B y M_C :

$$M_B = -3301.91 \text{ kg-m}$$

$$M_C = -9749.53 \text{ kg-m}$$

Encontrando las reacciones

$$\begin{aligned} M_B &= (\sum M_B)_{\text{der}} && \mathbf{R_C} \\ -3301.91 &= 4.6 R_C - (1274.54 * 1.06) - (12163.08 * 2.71) - 9749.53 \end{aligned}$$

$$R_C = 8861.0 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_A &= (\sum M_A)_{\text{der}} && \mathbf{R_B} \\ 0 &= 3.26 R_B + (7.8 * 8861) - (1274.54 * 4.26) - (12163.08 * 5.91) - 9749.53 \end{aligned}$$

$$R_B = 5608.46 \text{ kg}$$

R_A

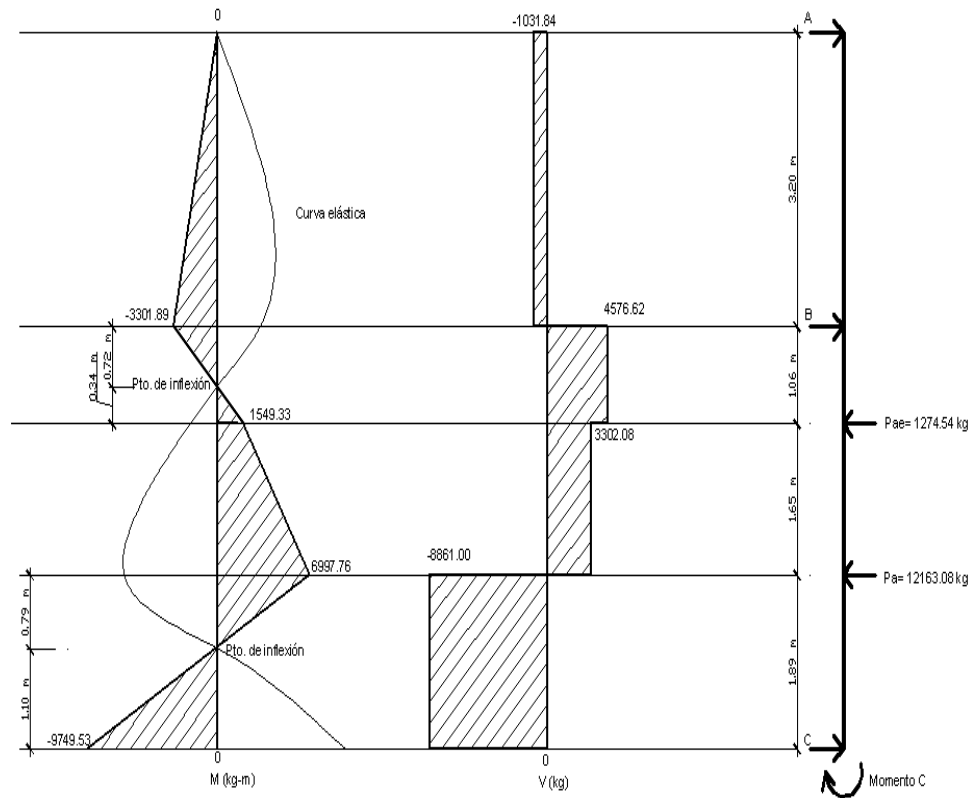
$$\sum F_y = 0$$

$$0 = R_A + R_B + R_C - \Delta P_{aex} - P_{aex}$$

$$0 = R_A + 5608.46 + 8861.0 - 1274.54 - 12163.08$$

$$R_A = -1031.84 \text{ kg}$$

Figura 37. Diagramas de corte y momento



De los diagramas:

$$V_{\text{máx}2} = 4576.62 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}1} = 8861.0 \text{ kg}$$

$$|M_{\text{máx}2}| = 3301.89 \text{ kg-m}$$

$$|M_{\text{máx}1}| = 9749.53 \text{ kg-m}$$

Datos generales:

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{f'c=210} = 15.94$$

$$j = 0.872$$

$$r_{\text{recubrimiento}} = 0.08 \text{ m}$$

$$d = 0.27 \text{ m}$$

$b = 100 \text{ cm}$, franja unitaria de muro

Peralte efectivo requerido (en centímetros)

$$d = \sqrt{\frac{(9749.53 * 100) \text{ kg-cm}}{15.94 * 100 \text{ cm}}}$$

$$d = 24.7 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm}$$

* El peralte efectivo requerido es menor al propuesto. **OK**

Área de acero mínima de elementos sometidos a flexión

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.8 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} 100 \text{ cm} * 27 \text{ cm}}{2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} ; \quad \frac{14}{2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} 100 \text{ cm} * 27 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 11.2 \text{ cm}^2 ; \quad 13.5 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida por flexión (por unidad de longitud de muro)

$$A_{s \text{ req1}} = \frac{9749.53 * 100 \text{ kg-cm}}{1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.872 * 27 \text{ cm}}$$

$$A_{s \text{ req1}} = 29.58 \text{ cm}^2 \quad > \quad A_{s \text{ mín}} = 11.2 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

$$A_{s \text{ req } 2} = \frac{3301.89 * 100 \text{ kg-cm}}{1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.872 * 27 \text{ cm}}$$

$$A_{s \text{ req } 2} = 10.02 \text{ cm}^2 \quad \neq \quad A_{s \text{ mín}} = 11.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{usar } A_{s \text{ mín}}$$

Espaciamiento máximo refuerzo vertical y horizontal

$$S_{\text{máx}} = 3 t_{\text{muro}} \text{ ó } 45 \text{ cm } \textit{el mayor}$$

$$S_{\text{máx}} = 3 * 35 \text{ cm} = 1.05 \text{ cm}$$

Área de acero por temperatura

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 27 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero para 1m de muro

-Esfuerzos de tensión: Se tomará 2/3 del área requerida de acero.

$$A_{s \text{ flexión } 1} = \frac{2}{3} * 29.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ flexión } 1} = 19.72 \text{ cm}^2$$

Usando varillas #8

$$\frac{A_{s \text{ req } 1}}{A_{s \#8}} = \frac{19.72 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 3.89 \sim 3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}}$$

$$A_{s \text{ real } 1} = 3.9 * 5.07 \text{ cm}^2 = 19.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real } 1} > A_{s \text{ req } 1} \quad \mathbf{OK}$$

$$S = \frac{100}{3.9} = 26 \text{ cm}$$

Usar #8 @ 26 cm

Revisión por adherencia

$$P_{\text{perímetro \#8}} = 8 \text{ cm}$$

$$N = 3.9 \text{ Var/m. l.}$$

$$D_{\text{diámetro \#8}} = 2.54 \text{ cm}$$

$$j = 0.872$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$u_{a1} = \frac{8861 \text{ kg}}{3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} * 8 \text{ cm} * 0.872 * 27} = 12.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_{p1} = \frac{3.2 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{2.54 \text{ cm}} = 18.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_{a1} < u_{p1} \quad \text{OK}$$

$$A_{s \text{ flexión } 2} = \frac{2}{3} * 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ flexión } 2} = 7.47 \text{ cm}^2$$

Usando varillas #5

$$\frac{A_{s \text{ req } 2}}{A_{s \#5}} = \frac{7.47 \text{ cm}^2}{1.99 \text{ cm}^2} = 3.75 \sim 3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}}$$

$$A_{s \text{ real } 2} = 3.9 * 1.99 \text{ cm}^2 = 7.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real } 2} > A_{s \text{ req } 2} \quad \text{OK}$$

$$S = \frac{100}{3.9} = 26 \text{ cm}$$

Usar #5 @ 26 cm

Acero por temperatura

Usando varillas #5

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \#5}} = \frac{6.75 \text{ cm}^2}{1.99 \text{ cm}^2} = 3.39 \sim 3.4 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}}$$

$$S = \frac{100}{3.4} = 29 \text{ cm}$$

Usar #5 @ 29 cm

- *Esfuerzos de compresión:* Aquí se necesita menos refuerzo. Se tomará el resto del refuerzo.

$$A_{s \text{ flexión1}} = 9.86 \text{ cm}^2$$

Usando varillas #6

$$\frac{A_{s \text{ req1}}}{A_{s \#6}} = \frac{9.86 \text{ cm}^2}{2.87 \text{ cm}^2} = 3.44 \sim 3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} \quad * \text{ De tal forma que sea paralelo el refuerzo a la otra cara}$$

$$A_{s \text{ real1}} = 3.9 * 2.87 \text{ cm}^2 = 11.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real1}} > A_{s \text{ req1}} \quad \text{OK}$$

$$S = \frac{100}{3.9} = 26 \text{ cm}$$

Usar #6 @ 26 cm

Revisión por adherencia

Perímetro #6 = 6 cm

N = 3.9 Var/m. l.

Diámetro #6 = 1.91 cm

j = 0.872

d = 27cm

$$u_{a1} = \frac{8861 \text{ kg}}{3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} * 6 \text{ cm} * 0.872 * 27} = 16.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_{p1} = 1.7 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 24.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_{a1} < u_{p1} \quad \text{OK}$$

$$A_{s \text{ flexión } 2} = 3.73 \text{ cm}^2$$

Usando varillas #4

$$\frac{A_{s \text{ req } 2}}{A_{s \#4}} = \frac{3.73 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 2.93 \sim 3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} \quad * \text{ De tal forma que sea paralelo el refuerzo a la otra cara}$$

$$A_{s \text{ real } 2} = 3.9 * 1.27 \text{ cm}^2 = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real } 2} > A_{s \text{ req } 2} \quad \text{OK}$$

$$S = \frac{100}{3.9} = 26 \text{ cm}$$

Usar #6 @ 26 cm

Revisión por adherencia

$P_{\text{perímetro \#4}} = 4 \text{ cm}$

$N = 3.9 \text{ Var/m. l.}$

$D_{\text{diámetro \#4}} = 1.27 \text{ cm}$

$j = 0.872$

$d = 27 \text{ cm}$

$$u_{a2} = \frac{4576.62 \text{ kg}}{3.9 \frac{\text{var}}{\text{m.l.}} * 4 \text{ cm} * 0.872 * 27} = 12.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$u_{p2} = 1.7 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 24.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

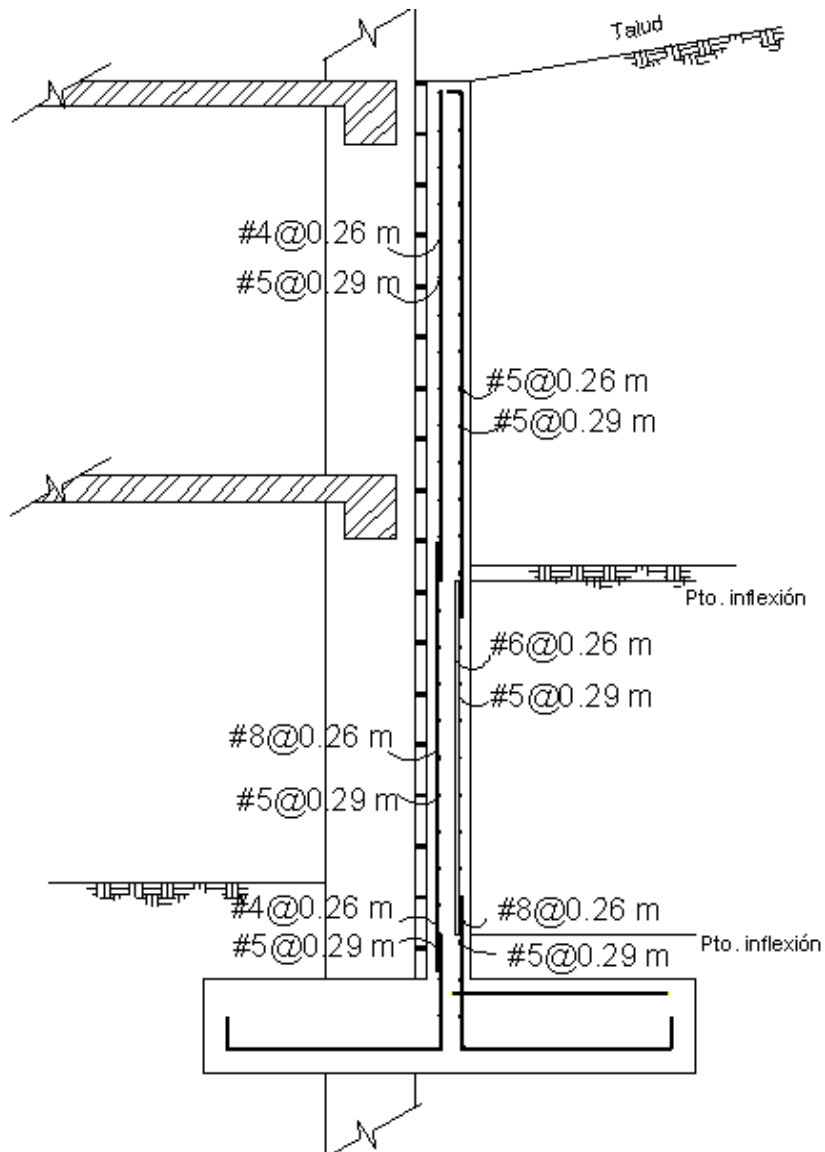
$$u_{a2} < u_{p2} \quad \text{OK}$$

Debido a que se está trabajando con el área de acero mínimo de temperatura, esta se usará en las dos capas.

$$A_{s \text{ temp. mín}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Usar #5 @ 29 cm

Figura 38. Distribución del refuerzo



6. EVALUACIÓN DE SÓTANOS EXISTENTES

6.1 Generalidades

Puede requerirse la evaluación de las propiedades físicas y mecánicas de una estructura o parte de ella si se considera o sospecha que la calidad de los materiales es deficiente, si existen evidencias de construcción defectuosa, si la estructura se ha deteriorado, si la edificación será usada para una nueva función, o si los elementos que la conforman no satisfacen los requisitos mínimos de las normas y reglamentos correspondientes.

En el caso especial de los muros de sótano se pueden presentar mayormente defectos como: humedad, fisuras y grietas. El tipo de evaluación depende de la magnitud de dichos defectos aunque estos sean mínimos, sobre todo si los muros son de contención y carga a la vez, ya que al fallar uno pondría en riesgo la estabilidad de toda la estructura.

6.2 Pasos a seguir en la evaluación

Luego de ser notificado el requerimiento de una evaluación se realizará la planificación conformada generalmente por las siguientes actividades:

- Estudio de planos y documentación de referencia existente.
- Visita e inspección visual de los elementos a analizar.
- Establecimiento de criterios y acciones a tomar para:
 - Mapeo de daños y/o defectos
 - Toma de muestras y/o ensayos (destructivos y no destructivos)
 - Prueba de carga, si es necesaria.
- Cuantificación, calificación y mapeo de daños.
- Determinación de las propiedades del refuerzo real, así como de la calidad y resistencia del concreto en la estructura (ensayos).
- Análisis y comparación de los resultados de las actividades anteriores con los planos de diseño.
- Definición de las posibles causas de los defectos o daños observados.
- Establecimiento de la gravedad y trascendencia de los defectos o daños.

- Planteamiento de las alternativas para el refuerzo o reparación de la estructura.
- Conclusiones y recomendaciones de la evaluación.

6.3 Descripción de las actividades en la evaluación de muros

- a) Los planos son necesarios para conocer y analizar si son o no adecuados el refuerzo (grado, espaciamiento, empalmes, longitudes de desarrollo y otro detalles), y el concreto utilizados en el diseño de la estructura.
- b) La inspección visual nunca debe omitirse. Puede ser auxiliada por cámaras fotográficas, lupas o microscopios y libretas de apuntes, tomando todos los detalles minuciosamente.
- c) Llegando a este paso ya se tiene una idea general de la profundidad de la evaluación, métodos y pruebas a realizársele al muro.
- d) En esta fase es preciso dibujar una planta de cada nivel en donde se encuentran los muros dañados, para luego identificarlos fácilmente. La evaluación técnica de daños se efectúa a través de un formulario que tome en cuenta aspectos cualitativos y cuantitativos de cada muro. Adicionalmente debe verificarse el alineamiento y desplome de los muros.

- e) Enseguida se realizan los ensayos de testigos, ensayos no destructivos y/o las pruebas de carga⁸, si el análisis realizado lo amerita.

- f y g) Un ingeniero estructural debe establecer el origen de los daños o defectos encontrados en base al número de muros que presenten fisuras y filtración, en porcentajes.
- h) La evidencia visible y comprobada de falla como: agrietamiento, descascaramiento, deflexión o filtración excesiva e incompatible con los requisitos de estabilidad y seguridad de acuerdo al reglamento oficial de construcción, o bien, a los criterios establecidos, da una pauta en cuanto a la consideración de la gravedad del problema en cuestión.
- i) Las grietas medianas y anchas pueden sellarse con una resina epoxi, aunque existirá una alta probabilidad del nuevo apareamiento de éstas, dependiendo de las causas que las hayan producido.

Otra alternativa, podría ser la aplicación de un revestimiento flexible e impermeable a base de resinas sintéticas, reforzado con fibra de vidrio, o si no, aumentar el espesor de los muros agregándoles refuerzo.

⁸ Consultar el capítulo 20 del ACI318S-2005

En casos extremos como el deterioro estructural global se debe inhabilitar el edificio del que forma parte el muro hasta llegar a un veredicto final. Si la autoridad competente lo juzga conveniente, seguro y apropiado, se puede permitir el uso de la estructura o elemento para un nivel menor de carga hasta un período de tiempo determinado y siguiendo un programa de inspección periódica.

- j) Contemplar que la solución propuesta resulte práctica y económica.

6.4 Clasificación de ensayos empleados en la evaluación

a) Ensayos no destructivos

- Métodos simples de inspección
 - Inspección visual
 - Tintes penetrantes
 - Martillo esclerométrico

- Métodos tecnificados
 - ✓ Radiográficos } Rayos x
Rayos y (Gamografía)
 - ✓ Magnéticos
 - ✓ Eléctricos
 - ✓ Ultrasónicos

b) Ensayos destructivos

Toma de muestras de materiales presentes en la estructura para practicarles las pruebas físicas y mecánicas pertinentes en laboratorio.

- Testigos de concreto

- Barras de refuerzo (aproximadamente 1m de longitud por muestra)

6.5 Daños y defectos en muros de sótanos en edificios de la ciudad de Guatemala

Las siguientes fotografías muestran evidencias visibles de daños y defectos de algunos edificios conocidos en la ciudad de Guatemala.

Figura 39. **Fotografía de muro con alta humedad**



Esta fotografía muestra un muro continuo de sótano, de un antiguo y concurrido centro comercial en la zona 4, el cual cuenta con tres niveles de sótano utilizados para parqueo. Aquí se puede apreciar la considerable humedad en el muro debido a que esta parte está expuesta a la intemperie desde el sótano superior.

Quizá no sea significativa la humedad con respecto a la función de los sótanos, sin embargo, la humedad ya avanzó a las vigas las cuales son parte importante de la estructura, por lo que sería necesario realizar algunos cambios físicos para protegerlas y evitar que sigan deteriorándose.

Figura 40. **(a) Fotografía de muro de sótano con grietas y fisuras.**
(b) Detalle de grietas



(a)



(b)

Las fotografías anteriores corresponden a un muro de sótano de un edificio de construcción reciente ubicado en la zona 11; el mismo consta de dos niveles de sótanos en los que funcionan parqueos, bodegas y pequeñas tiendas.

Se puede observar que existen fisuras y una grieta profusa en el muro que se extiende hasta la columna. Esto se debe habitualmente al mayor espaciamiento del refuerzo que el requerido; asimismo las fisuras en diagonal pueden ser ocasionadas por esfuerzos provocados de torsión de los elementos al ocurrir sismos.

En este caso en particular no representa un grave riesgo, ya que no está a la intemperie como en el caso anterior, pero por razones estéticas puede sellarse la grieta con algún material flexible.

CONCLUSIONES

1. Para analizar y diseñar muros de sótano de concreto reforzado se deben conocer: las propiedades del suelo, magnitud del empuje del suelo, tipo de muro y restricción de sus apoyos, formas de impermeabilizarlos y los códigos y normas aplicables.
2. Los pasos a seguir en la evaluación de muros de sótano son básicamente los mismos que para cualquier estructura de concreto reforzado, adecuándola al nivel de deterioro o daños comprobados los muros.
3. El tipo de pruebas de laboratorio que se aplican al suelo con respecto a la teoría de empuje, dependen de la clase de suelo (granular o cohesivo), y de las condiciones reales del terreno (drenado o no drenado), etc.
4. La presión del suelo aumenta, generalmente, conforme se llega a la parte más profunda del muro, y se distribuye en toda la superficie de contacto entre ambos, desarrollando en el muro esfuerzos de flexión y de corte cuando el muro es independiente de la estructura total.

5. De los muros investigados, para Guatemala, los más empleados son: muro: en voladizo, simplemente y doblemente empotrado, siendo el más sencillo de construir el muro en voladizo. De acuerdo a esto, se determina que el sistema constructivo para este es más rápido y no afecta la estructura en general pues es independiente de la misma.
6. La teoría de la presión activa de tierra, así como el incremento dinámico por sismo, se utiliza cuando el muro de sótano es independiente de la estructura total, como en el caso de los problemas analizados.
7. Cuando el muro es parte de la estructura total, la tendencia a moverse es casi cero, por lo tanto, puede aplicarse la teoría de la presión lateral en reposo, teniendo presente que ahora el muro soporta parte del peso del resto de la estructura en forma de carga axial distribuida.
8. Para conocer el nivel de la evaluación a realizarse a un muro de sótano, es preciso analizar los estudios obtenidos preliminarmente en la visita de inspección: exposición a la intemperie, tiempo de vida actual de la estructura, la función actual que desempeña y para la cual fue diseñada y fotografías.
9. Es importante considerar las sobrecargas externas adyacentes al muro, así como la presión hidrostática presente en el suelo, ya que de lo contrario se estaría sub-diseñando la estructura poniendo en riesgo la misma durante o posteriormente a su construcción.

RECOMENDACIONES

1. Las normas AGIES y el código ACI 318S son las más utilizadas en nuestro país para el diseño y análisis de elementos de concreto reforzado, pero se pueden adoptar otras que se consideren pertinentes, según sea el caso.
2. De acuerdo al tipo de estructura adoptada deberá hacerse un análisis geotécnico con la finalidad de encontrar las características generales del suelo.
3. Durante los estudios preliminares de una evaluación técnica es aconsejable preguntar a los afectados sobre detalles observados desde el apareamiento de los daños presentes en el o los elementos estructurales para contar con un historial de los daños y tomarlos en cuenta para realizar el dictamen.
4. Es de suma importancia programar, dentro de la vida útil de la estructura, una evaluación periódica de la misma para controlar el deterioro.

BIBLIOGRAFÍA

1. Berry, Peter L. y David Reid. **Mecánica de Suelos**. Colombia: Editorial McGraw-Hill, 1993. 415 pp.
2. Calavera, J. **Muros de contención y muros de sótano**. 2ª ed. Madrid: Instituto técnico de materiales y construcciones (Intemac), 1989. 307 pp.
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**. 5ª ed. México: Editorial Limusa. Grupo Noriega Editores, 2005. 650 pp.
4. Das, Braja M. **Principios de ingeniería de cimentaciones**. 4ª ed. México: International Thomson Editores, 2001. 855 pp.
5. Figueroa Ortiz, Héctor Vitelio. Diseño de muros de retención en sótanos. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1980. 85 pp.
6. Hernández Canales, Juan Carlos. Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 466 pp.
7. Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. **Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos**. 3ª ed. (tomo 1). México: Editorial Limusa. Grupo Noriega Editores, 2005. 642 pp.
8. Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. **Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos**. 3ª ed. (tomo 2). México: Editorial Limusa. Grupo Noriega Editores, 2005. 642 pp.

9. Mancía Chua, Luis Alfredo. Efecto del empuje de suelos en sótanos sobre marcos estructurales de edificios. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1983. 121 pp.
10. Neufert, Ernst. **Arte de proyectar en arquitectura.** 14ª ed. México: Ediciones G. Gili, 1995. 596 pp.
11. **Normas recomendadas: Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la república de Guatemala.** Guatemala: Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica (AGIES), 2001.
12. Ordóñez, Gabriel y otros. **Manual de laboratorio del curso de materiales de construcción.** Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 145 pp.
13. Parker, Harry. **Diseño simplificado de concreto reforzado.** México: Editorial Limusa Wiley, 1971. 317 pp.
14. Pytel, Andrew y Ferdinand L. Singer. **Resistencia de materiales.** 4ª ed. México: Alfaomega Grupo Editor, 2004. 580 pp.
15. **Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-05).** s.l. *American Concrete Institute.* Comité 318, 2005. 485 pp.
16. Rosales Torres, Erick. Evaluación de la estructura de un edificio de 4 niveles de concreto armado. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1984. 67 pp.

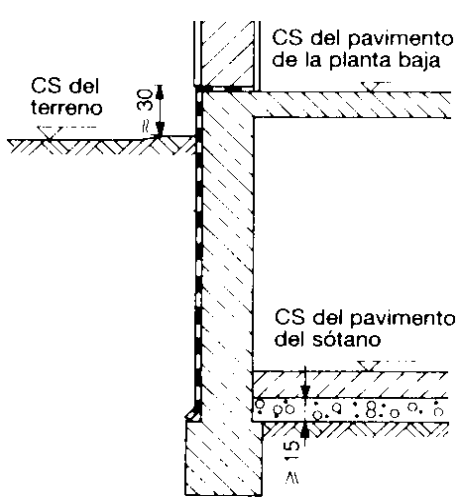
REFERENCIA ELECTRÓNICA

17. <http://74.125.113.132/search?q=cache:xiV-FogjdXMJ:www.sire.gov.co/sirepro/informes/verArchivo.jsp%3Fid%3D31277+evaluaci%C3%B3n+f%C3%ADsica-visualde+muros+deconcreto&cd=5&hl=es&ct=clnk&gl=gt>
20/03/2009

18. www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-24.pdf.
17/08/2009

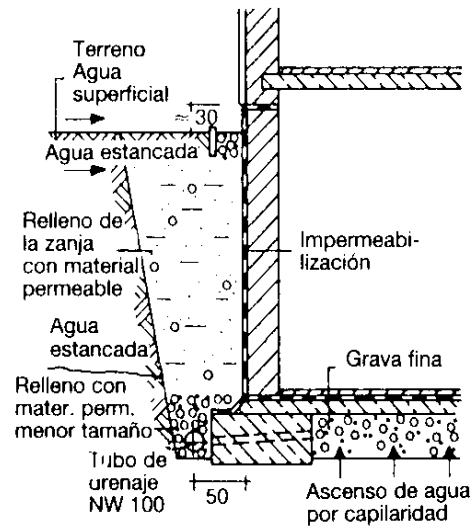
ANEXOS

Figura 41. Tipos de impermeabilización para muros de sótanos



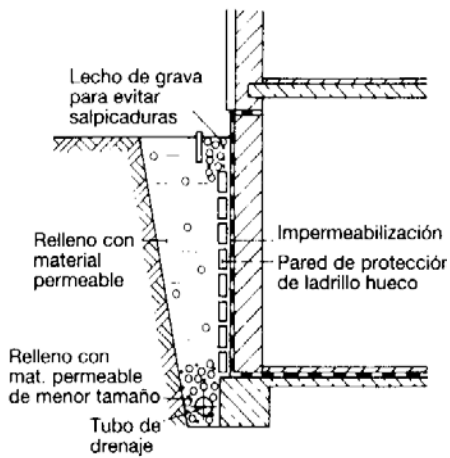
Impermeabilización de edificios con sótano: muros de hormigón armado

(a)



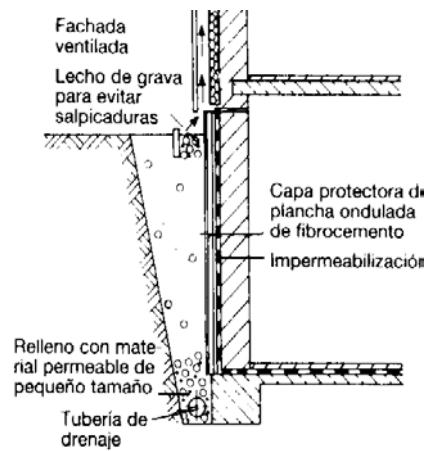
Drenaje e impermeabilización

(b)



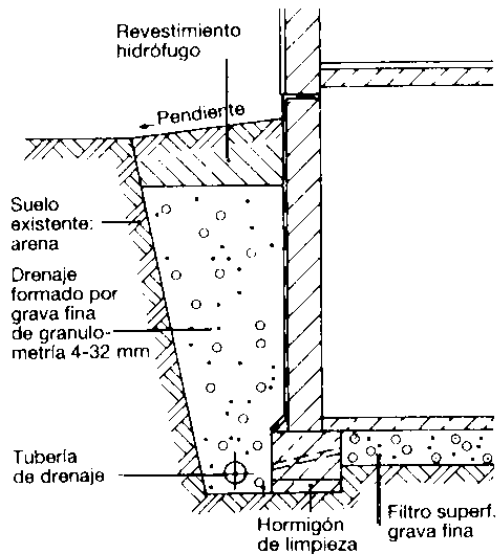
Pared de protección de ladrillo hueco

(c)

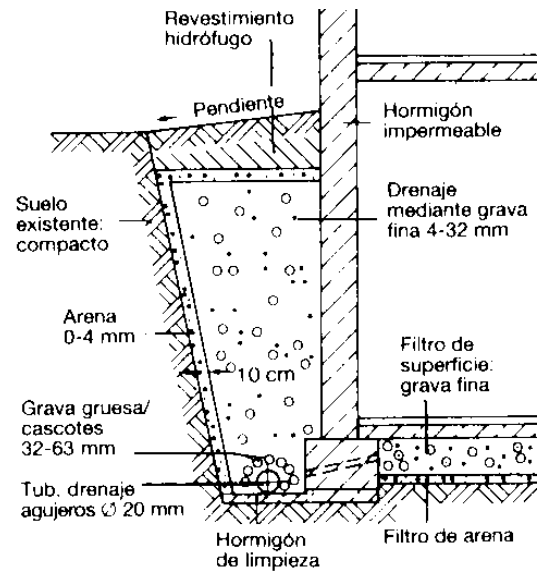


Capa de protección de placas de fibrocemento

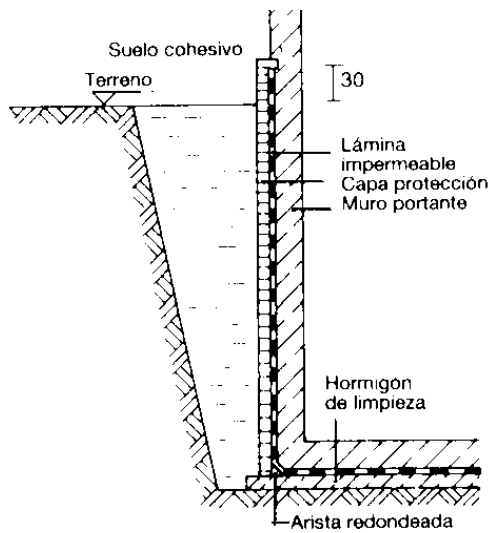
(d)



Drenaje con filtro de mezcla
(e)

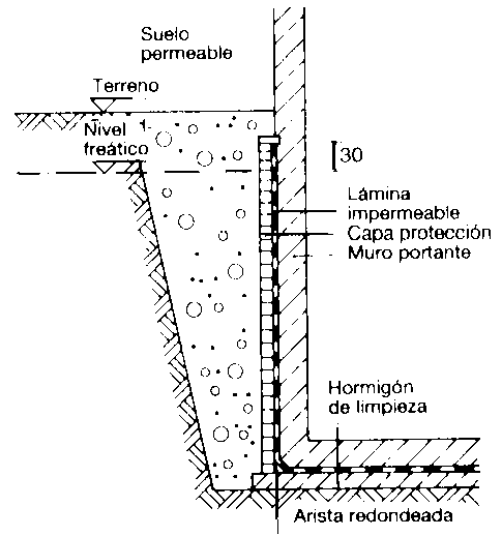


Drenaje con filtro escalonado
(f)



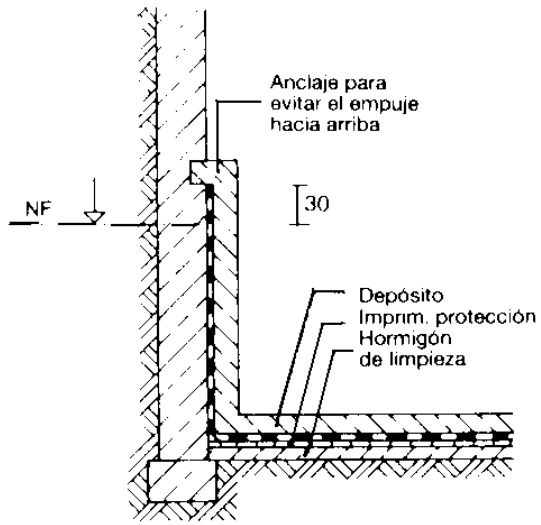
Impermeabilización resistente a la presión hidrostática

(g)



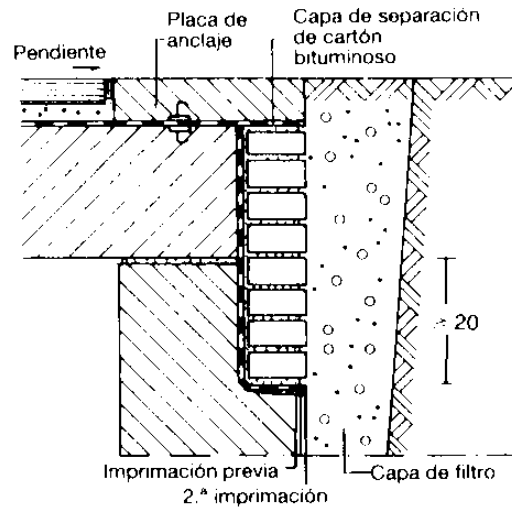
Impermeabilización resistente a la presión hidrostática

(h)



Impermeab. interior de un sótano situado por debajo del nivel freático

(i)



Impermeabilización del encuentro forjado-muro

(j)

Fuente: Ernst Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** Pág. 61-63

Tabla I. **Esfuerzos permisibles de adherencia**

		Varillas del lecho superior			Varillas que no sean del lecho superior		
		$u = 2.3\sqrt{f'c}/D$ < 25 kg/cm ²			$u = 3.2\sqrt{f'c}/D$ < 35 kg/cm ²		
Varillas	f'c, kg/cm ²			f'c, kg/cm ²			
No.	210	280	350	210	280	350	
2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	
3	24.6	24.6	24.6	35.2	35.2	35.2	
4	24.6	24.6	24.6	35.2	35.2	35.2	
5	21.0	24.2	24.6	29.6	34.2	35.2	
6	17.4	20.2	22.6	24.7	28.5	31.8	
7	15.0	17.3	19.3	21.1	24.4	27.3	
8	13.1	15.1	16.9	18.5	21.4	23.8	
9	11.6	13.4	15.0	16.4	18.9	21.2	
10	10.3	11.9	13.3	14.6	16.8	18.9	
11	9.3	10.8	12.0	13.1	15.1	16.9	

Fuente: Harry Parker. **Diseño simplificado de concreto reforzado.** Pág. 103

Tabla II. **Coeficientes para fórmulas de elementos de concreto de sección rectangular**

$n = 7$ ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$)		
f_s	j	R
1265	0.843	31.36
1400	0.852	29.95
1690	0.867	27.42

$n = 8$ ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)		
f_s	j	R
1265	0.852	23.98
1400	0.86	22.78
1690	0.875	20.74

$n = 9$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)		
f_s	j	R
1265	0.864	16.73
1400	0.872	15.94
1690	0.886	14.34

Fuente: Harry Parker. **Diseño simplificado de concreto reforzado.** Pág. 73

Tabla III. **Equivalencias entre unidades de medida ST y SI**

Magnitudes	ST a SI	Observaciones
Fuerza	$1 \text{ kgf} = 9.8066 \text{ N}$	$1 \text{ N} = 1 \text{ kgf} \cdot \text{m/s}^2$
Esfuerzo (y presión)	$1 \text{ kgf/cm}^2 = 98.066 \text{ kPa}$	$1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$
Momento de fuerza	$1 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 9.8066 \text{ N} \cdot \text{m}$	

* En el desarrollo del presente documento se denota el kgf simplemente como kg .

* $1 \text{ ton} = 1000 \text{ kgf}$

Adaptada de: Andrew Pytel y Ferdinand L. Singer. **Resistencia de materiales**. Pág. xxiv