

Universidad del Valle de Guatemala

Facultad de Ingeniería



DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO UTILIZANDO ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

Trabajo de graduación presentado por

José Saúl Calderón Martínez

para optar al grado académico de

Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2014

**DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE MUROS DE
CONTENCIÓN EN VOLADIZO UTILIZANDO
ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO**

Universidad del Valle de Guatemala

Facultad de Ingeniería



**DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE MUROS DE
CONTENCIÓN EN VOLADIZO UTILIZANDO
ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO**

Trabajo de graduación presentado por

José Saúl Calderón Martínez

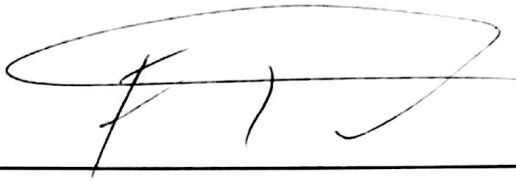
para optar al grado académico de

Licenciado en Ingeniería Civil

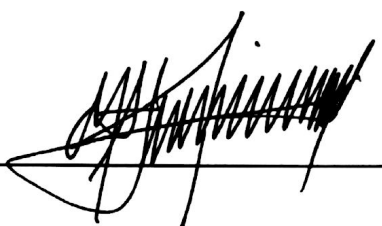
Guatemala

2014


Vo. Bo. :

(f) 
Ing. Fernando Callejas Benítez

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Antonio Jiménez Arenales

(f) 
Ing. Fernando Callejas Benítez

(f) 
Ing. Roberto Godo Levensen

Fecha de aprobación: Guatemala, 02 de diciembre del 2014

PREFACIO

Este trabajo de tesis busca crear una alternativa en la metodología de construcción de muros de contención en voladizo, aplicable en el territorio guatemalteco. En este trabajo se podrá observar la utilización de códigos vigentes en el sector de la construcción en Guatemala, avalados por el AGIES. El trabajo podría usarse como precedente para la realización de normativas para la utilización de elementos prefabricados en obras de retención en el territorio de guatemalteco, donde este tipo de metodologías puede dar un alza en la rapidez y cantidad de construcción en el país.

La utilización de elementos prefabricados a nivel mundial se ha visto considerablemente apoyada y recomendada, debido a sus grandes ventajas en tiempo y costo de construcción y montaje. Para este trabajo de tesis se limitará a diseñar únicamente los elementos que conformarán el sistema de muros de contención en voladizo, tomando en cuenta su metodología constructiva. Se podrá observar dentro del diseño algún sistema de montaje, aunque este no es el objetivo de este trabajo, con lo que se deja abierto el tema para un posible estudio sobre el proceso de montaje efectivo en obra, llevando a ser más eficientes estos elementos.

Se le agradece al Ing. Fernando Callejas, debido a su apoyo durante la realización del trabajo de tesis, aportando de su experiencia en diseño estructural, geotecnia y planificación de proyectos. Así como a los catedráticos de la Universidad del Valle, quienes aportaron valor a la metodología constructiva realizada. Un especial agradecimiento a mi familia y amigos, quienes apoyaron incondicionalmente durante el desarrollo de este trabajo de tesis.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO	vi
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABLAS	xiv
LISTA DE IMÁGENES	xv
ABREVIATURAS	xvi
RESUMEN	xvii
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN	1
II. OBJETIVOS	3
A. Objetivo general	3
B. Objetivos específicos	3
III. MARCO TEÓRICO	4
A. Resistencia cortante del suelo	4
1. Coeficiente de fricción interna y cohesión de un suelo	4
2. Círculo de Mohr para esfuerzos	5
3. Falla de Mohr-Coulomb	8
a. Teoría de falla de Mohr	8
b. Criterio de falla Mohr - Coulomb	9
4. Ensayos de laboratorio para determinar resistencia cortante del suelo .	13
a. Ensayo de corte directo	13
b. Ensayo triaxial	15
5. Pruebas in situ para determinar la resistencia cortante del suelo	18
a. Standard Penetration Test (SPT)	18
b. Cone Penetration Test (CPT)	19
c. Pruebas geofísicas	20
d. Otros ensayos de penetración	22
B. Presión lateral de tierra	22
1. Presión vertical de la tierra	22
2. Presión lateral de tierra en reposo	23
3. Presión lateral activa de tierra	24

a.	Teoría de presión de tierra de Rankine	24
b.	Presión activa de Rankine para terraplenes inclinados	28
1)	Suelos granulares	28
2)	Suelos $c'-\phi'$	28
c.	Teoría de presión activa de tierra de Coulomb	29
4.	Presión lateral pasiva de tierra	31
a.	Teoría de presión pasiva de tierra de Rankine	31
1)	Presión pasiva de Rankine para terraplenes inclinados ..	33
2)	Suelos granulares	33
3)	Suelos $c'-\phi'$	33
b.	Teoría de presión pasiva de tierra de Coulomb	33
5.	Presiones laterales de la tierra con sismos	35
a.	Coefficientes sísmicos	37
C.	Muros de contención	37
1.	Tipos de muros de contención	38
a.	Muros de contención de gravedad	39
b.	Muros de contención de semi-gravedad	39
c.	Muros de contención tipo voladizo	39
d.	Muros de contención con contrafuertes	39
2.	Estabilidad en los muros de contención	39
a.	Revisión por volteo	40
b.	Revisión por deslizamiento a lo largo de la base	41
c.	Revisión por falla por capacidad de carga	43
3.	Drenajes y subdrenajes	44
D.	Concreto	45
1.	Ventajas y desventajas del concreto	46
a.	Ventajas del concreto	46
b.	Desventajas del concreto	46
2.	Diseño de concreto según ACI-138-11	47
a.	Flexión	47
b.	Corte	50
3.	Concreto pre esforzado	51
a.	Ventajas y desventajas del pre esforzado	51

	b.	Concreto pre-tensionado	52
	c.	Concreto post-tensionado	53
	d.	Aplicación de pre-esfuerzo por etapas	53
4.		Concreto prefabricado	53
	a.	Ventajas del prefabricado	53
		1) Producción y calidad controlada	54
		2) Sostenibilidad	54
		3) Economía	54
	b.	Aspectos a tomar en cuenta durante la construcción	55
E.		Ejemplo de chequeo de estabilidad para un muro de contención voladizo ..	56
IV.		PROPUESTA GEOMÉTRICA DE SISTEMA CONSTRUCTIVO	59
V.		DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO PARA MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO	61
A.		Memoria de cálculo para muro de contención en voladizo utilizando elementos de concreto prefabricado	62
	1.	Propiedades materiales	62
		a. Acero y concreto	62
		b. Suelo retenido	62
		c. Suelo debajo del cimiento	62
		d. Muro de contención	62
		1) Cimiento	62
		e. Sobrecargas del muro	63
	2.	Presión del suelo - análisis estático	63
		a. Presión activa de Rankine	63
		b. Presión pasiva de Rankine	63
		c. Presión debido a sobrecarga	63
	3.	Presión del suelo - análisis dinámico	64
		a. Presión activa en sismo de Mononobe - Okabe	64
		b. Presión pasiva en sismo de Mononobe - Okabe	66
	4.	Estabilidad local del muro de contención - análisis estático	66
		a. Revisión contra volteo	67
		b. Revisión contra deslizamiento	67
		c. Revisión por capacidad de carga	67

5.	Estabilidad local del muro de contención - análisis dinámico	68
a.	Revisión contra volteo	68
b.	Revisión contra deslizamiento	68
c.	Revisión por capacidad de carga	69
6.	Diseño de los elementos de concreto según ACI 318-11	69
a.	Vástago	69
1)	Flexión (en base)	69
2)	Flexión (z = 3.0 m)	71
3)	Flexión (z = 2.0 m)	72
4)	Flexión (z = 1.0 m)	74
5)	Corte	75
6)	Deflexiones admisibles	77
b.	Talón	77
1)	Flexión	77
2)	Corte	78
c.	Punta	80
d.	Diente debajo de cimiento	80
1)	Flexión	80
2)	Corte	81
e.	Planchas entre contrafuertes (0 - 1.2 m)	83
1)	Flexión	83
2)	Corte	85
3)	Deflexiones admisibles	86
f.	Planchas entre contrafuertes (1.2 - 2.4 m)	87
1)	Flexión	87
2)	Corte	88
3)	Deflexiones admisibles	90
g.	Planchas entre contrafuertes (2.4 - 3.6 m)	90
1)	Flexión	91
2)	Corte	92
3)	Deflexiones admisibles	94
B.	Memoria de cálculo de planchas utilizando pre-esforzado	94
1.	Datos generales	94

2.	Planchas hasta 1.20 m de profundidad	95
3.	Planchas hasta 2.40 m de profundidad	96
4.	Planchas hasta 3.60 m de profundidad	97
C.	Presiones de diseño	98
1.	Análisis estático	99
2.	Presión del suelo en condiciones de sismo - análisis pseudo-estático ..	100
D.	Estabilidad local del muro de contención	102
E.	Diseño de elementos en concreto según ACI 318-11	102
1.	Vástago	103
2.	Talón	105
3.	Punta	106
4.	Planchas	106
F.	Metodología constructiva propuesta	107
G.	Planos	109
VI.	DISCUSIÓN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO	110
A.	Elementos prefabricados	110
B.	Análisis del sismo	111
C.	Utilización de pre-esforzado	111
D.	Comparación contra método tradicional	112
VII.	CONCLUSIONES	117
VIII.	RECOMENDACIONES	119
IX.	BIBLIOGRAFÍA	120
X.	APÉNDICES	122
A.	Fotografías de proceso constructivo de muros de contención en voladizo por el método tradicional	122
B.	Planos	125

LISTA DE FIGURAS

No.		Página
1.	Plano de falla en un suelo	4
2.	Capilar entre dos partículas de arcilla	5
3.	Fuerzas en un plano de una masa de suelo	6
4.	Círculo de esfuerzo de Mohr	7
5.	Envolvente de falla Mohr	8
6.	Ángulo de falla hipótesis de Mohr	9
7.	Criterio de la falla Mohr - Coulomb	10
8.	Condiciones de esfuerzo para criterio de falla Mohr - Coulomb	11
9.	Envolvente de falla Mohr - Coulomb, con círculo de Mohr en falla	12
10.	Ensayo de corte directo	14
11.	Resultados ensayo corte directo	14
12.	Ensayo triaxial	16
13.	Tipos de penetrómetros estándar	18
14.	Pruebas geofísicas	20
15.	Diagrama de funcionamiento prueba Downhole	21
16.	Diagrama de funcionamiento prueba Crosshole	21
17.	Presión lateral de tierra en reposo	23
18.	Presión lateral de tierra de Rankine	25
19.	Diagrama de presión activa de Rankine	26
20.	Presión activa de Coulomb	30
21.	Diagrama de presión pasiva de Rankine	31
22.	Presión pasiva de Coulomb	34
23.	Descripción gráfica del ángulo sísmico	35
24.	Presiones activa y pasiva bajo la influencia de sismos	36
25.	Tipos de muros de contención	38
26.	Fuerzas aplicadas sobre un muro de contención de voladizo	40
27.	Fuerzas consideradas para la revisión por deslizamiento a lo largo de la base	41

28.	Alternativas para incremento de factor de seguridad para deslizamiento	43
29.	Sub-drenaje a base de geocompuesto	45
30.	Variación de deformación y esfuerzos en bloque de concreto	48
31.	Bloque rectangular de esfuerzos de Whitney	48
32.	Propuesta de metodología constructiva	59
33.	Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala	100
34.	Anclaje de sistema roscado	104
35.	Accesorios para montaje de elementos prefabricados	105

LISTA DE TABLAS

No.		Página
1.	Clasificación del suelo según AGIES	22
2.	Magnitudes de rotación de muros de contención para alcanzar la presión activa	27
3.	Magnitudes de rotación de muros de contención para alcanzar la presión pasiva ..	32
4.	Magnitudes de rotación de muros de contención para alcanzar estados activos y pasivos	32
5.	Propiedades de mallas electro soldadas	107
6.	Diseño de planchas sin utilización de pre-esforzado	112
7.	Diseño de plancha utilizando pre-esforzado	112
8.	Precios de muros de contención en voladizo de mampostería con pines	113
9.	Precio del concreto en elementos prefabricados	114
10.	Precio del acero en elementos prefabricados	115
11.	Integración de costos generales para una sección de dos metros de muro de contención	115

LISTA DE IMÁGENES

No.		Página
1.	Cimiento corrido con pines	122
2.	Colocación de blocks	122
3.	Refuerzos de corte	123
4.	Colocación de refuerzo para corte	123
5.	Levantado del muro	124
6.	Mezcla utilizada para pega de block	124

ABREVIATURAS

AGIES – Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
ACI – American Concrete Institute
AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
PCI – Precast/Prestressed Concrete Institute
IBC – International Building Code
ASCE – American Society of Civil Engineers
SPT – Standard Penetration Test
CPT – Cone Penetration Test
VST – Vane Shear Test
DST – Dilatometer Test
BST – Borehole Shear Test
PMT – Pressuremeter Test
UU – Ensayo de resistencia a corte no confinado no drenado
CU – Ensayo de resistencia a corte confinado no drenado
CD – Ensayo de resistencia a corte confinado y drenado
PGA – Peak Ground Acceleration, aceleración pico del suelo en un sismo.
LRFD – Load and Resistance Factored Design (Diseño por resistencia)
ASD – Allowable Stress Design (Diseño por servicio)

RESUMEN

Se analizaron diferentes alternativas para optimizar el diseño de un muro de contención en voladizo utilizando elementos prefabricados de concreto, utilizando las necesidades sísmicas de Guatemala. Se optó por una metodología constructiva a base de contrafuertes espaciados uniformemente, unidos mediante un cimiento corrido en su base. Las cargas se transmitirán a través de planchas de concreto hacia los elementos más robustos, que son los contrafuertes, para soportar la flexión y corte de las necesidades del suelo retenido.

Debido a que las presiones laterales del suelo son esfuerzos que aumentan directamente proporcional a la profundidad o altura de retención, para los casos de alturas de 3.5 metros se obtuvieron secciones de 50 centímetros de peralte en la base de los contrafuertes a utilizar. Por la distribución de los esfuerzos se pudo realizar una optimización de la sección reduciendo su peso por la mitad, reduciendo el peralte según era necesario llegando a un peralte de tan solo 15 centímetros en la punta del contrafuerte. Asimismo se redujo el refuerzo a lo largo del elemento, para optimizar por completo los materiales según la necesidad del muro de contención.

Con este diseño obtenido, se pudo realizar una comparación con muros de contención de mampostería reforzada con pines a lo largo de su sección, en donde se observó que la alternativa planteada es más económica cuando la altura del muro de contención supera los 3 metros.

I. INTRODUCCIÓN

El auge en el sector de la construcción y la falta de espacio dentro del área metropolitana está haciendo que se utilicen terrenos poco favorables para la construcción, en donde muchas veces, se deben de construir muros de contención. En algunas situaciones es posible hacer uso de otro tipo de estabilización sin necesidad de la construcción de muros de contención, como lo puede ser la plantación de vetiver, hidro-siembra, uña de gato, etc. Pero, para este tipo de plantación es necesario tener el área dentro del terreno y no poseer una sobrecarga en la corona del talud.

Este trabajo de graduación desarrolla un sistema de muros de contención utilizando elementos prefabricados de concreto, en donde se optimiza el uso de materiales para diferentes situaciones del terreno. Ahorrando de esta manera tiempo y dinero en varias construcciones que se realizan actualmente en el territorio guatemalteco.

Las construcciones utilizando elementos prefabricados es una tendencia en alza a nivel mundial debido a la oportunidad que brindan de utilizar materiales reciclados, con un control de calidad exigente que asegura el buen funcionamiento de dichos elementos. El concreto prefabricado tiene una infinidad de ventajas sobre las fundiciones *in situ*, las cuales se ejemplifican en este trabajo de tesis, además de aprovechar estas cualidades para brindar una solución sostenible al momento de la construcción de este tipo de muros de contención.

Por el momento existen muchas propuestas de muros de contención, muros de gravedad, en donde el tiempo de colocación es relativamente lento. Los muros de contención en voladizo son los más utilizados para la retención de suelos en alturas relativamente bajas, el cual es la mayoría de los casos dentro del sector de la construcción. Estas alturas oscilan entre 0 – 4.5 metros de altura, por lo que el diseño a realizar dentro de este trabajo de tesis, tomará una altura de 3.5 metros en donde se tiene una transición entre el alcance que tienen los muros de contención tradicionales, los muros de soil nail y muros de tierra armada.

Al construir muros de contención debido a un corte o un relleno dentro de un terreno o colindante con una carretera se deben de tomar en cuenta muchos factores como el tipo de suelo a retener, el ángulo de inclinación del talud, las cargas sobre y debajo del muro. Por lo que, se debe de analizar y poder tomar en cuenta todos los factores que afectan el funcionamiento de los muros de contención, para poder optimizar de manera ideal el material a utilizar en los elementos prefabricados.

Al tener una optimización de materiales se hace una estructura más liviana, con lo que se logra obtener una manejabilidad de los elementos más económica y eficaz. Lo que se busca es tener un diseño simple para tener una facilidad al momento de construir el muro de contención, ahorrando tiempo y costo. El presente trabajo servirá de guía para la construcción de muros de contención ya que en Guatemala, no existe una normativa específica sobre el tema.

II. OBJETIVOS

A. Objetivo general

- Presentar una solución para agilizar el proceso constructivo de muros de contención en voladizo, mediante la utilización de elementos prefabricados. Esto tomando en cuenta los requerimientos sísmicos, aplicables en Guatemala.

B. Objetivos específicos

- Diseñar y optimizar la geometría y modulación de muros de contención prefabricados que se adapten a la mayoría de casos de corte o relleno de terreno.
- Analizar y comparar el diseño de la propuesta contra muros de contención tradicionales, en aspectos de costo y tiempo de colocación.
- Validar un diseño de acuerdo a las normativas guatemaltecas, cumpliendo con los requisitos sísmicos actuales.
- Optimizar la conexión entre elementos prefabricados para que dicha estructura pueda adaptarse a la geometría del terreno donde será colocado.
- Realizar un análisis comparativo entre concreto reforzado contra la utilización de pre-esforzado para la reducción de perfiles y cantidad de materiales en la construcción de muros de contención.

III. MARCO TEÓRICO

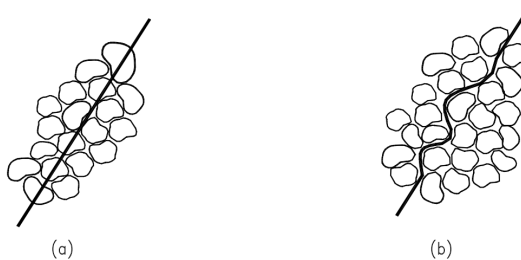
A. Resistencia cortante del suelo

Cada vez que se somete un incremento de presión al suelo debido a una estructura, se crean esfuerzos internos que tratan de resistir el movimiento de la masa de suelo, frente a la presión aplicada. El análisis de estabilidad de taludes y laderas debe de tomar en cuenta este tipo de resistencia del suelo para poder dar una solución óptima. Cuando la carga aplicada supera la combinación de esfuerzos normales y cortantes dentro de un suelo se generan planos de falla a lo largo del suelo.

Existen tres tipos de esfuerzos internos: normales (σ), cortantes (τ) y neutrales (u) (Leoni, 1987, 4). Los esfuerzos normales pueden ser de compresión o tensión. Los esfuerzos cortantes actúan paralelamente al plano de falla. Y los esfuerzos neutrales son aquellos que ocurren debido a un cambio de presión hidrostática en el suelo.

1. Coeficiente de fricción interna y cohesión de un suelo. Cuando un plano de falla ocurre, este no atraviesa los granos que conforman el suelo (Figura No. 1), sino que el deslizamiento del mismo se produce entre grano y grano (figura 1b). Con esto podemos observar que la resistencia que ofrece un suelo hacia un deslizamiento, tiene mucha ayuda de fuerzas friccionales entre los granos del mismo.

Figura No. 1. Plano de falla en un suelo.



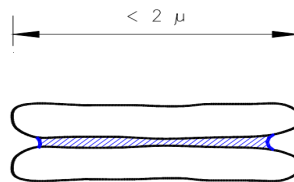
(Leoni, 1987)

Por este concepto, se deduce que mientras más granos entren en contacto entre sí, mayor será la resistencia ante un esfuerzo mayor, en donde influye de manera directa la compactación y relación de vacíos en el mismo.

Existe otro tipo de esfuerzo interno que ayudan a resistir esfuerzos de corte en un suelo, como lo es la cohesión. La cohesión entre granos es un efecto de la capilaridad que actúa sobre los granos formando una tensión superficial entre ellos, que genera una resistencia adicional a un esfuerzo cortante sobre el suelo (Leoni, 1987, 9).

Cuando esta tensión superficial se encuentra en granos de arena, el esfuerzo de atracción entre partículas es muy débil comparándolos con su propio peso. Si este fenómeno ocurre en partículas de arcillas ($< 2\mu$), las cuales son 500 veces más pequeñas que los granos de arena fina y además pasan de ser partículas redondeadas a tener una distribución laminar, se puede obtener una resistencia considerable hacia esfuerzos cortantes aplicados (Figura No. 2).

Figura No. 2. Capilar entre 2 partículas de arcilla.



(Leoni, 1987)

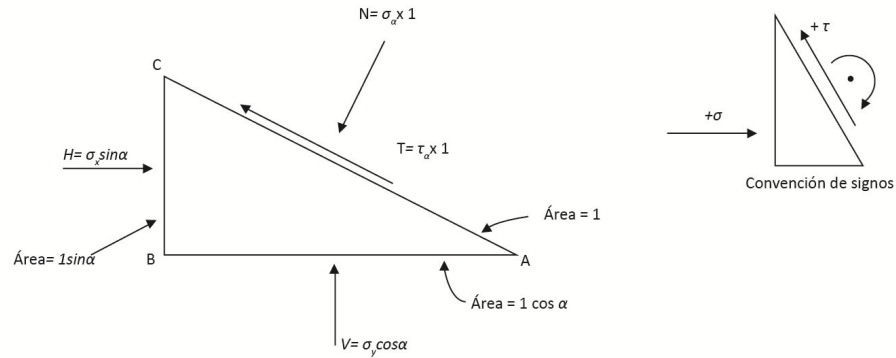
2. Circulo de Mohr para esfuerzos. El esfuerzo en un punto dentro de un suelo es un concepto bastante ficticio, ya que este esfuerzo puede estar en una partícula o un vacío, debido a la heterogeneidad de las masas de suelo. Por lo que cuando se está hablando de esfuerzos en un suelo, se habla de un esfuerzo por unidad de área (Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011, 498).

Para explicar los esfuerzos dentro de una masa de suelo vamos a asumir un plano AC inclinado con una distancia de 1 y profundidad en el plano perpendicular de 1 (figura 3). Con esto el plano horizontal AB tiene una dimensión de $1 \cos \alpha$ y el plano vertical BC $1 \sin \alpha$ (Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011, 499).

Según Holtz, Sheaman y Kovacs (2011), al realizar una sumatoria de esfuerzos para el equilibrio obtenemos:

$$\begin{aligned}\Sigma F_h &= H - T \cos \alpha - N \sin \alpha \\ \Sigma F_v &= V + T \sin \alpha - N \cos \alpha\end{aligned}$$

Figura No. 3. Fuerzas en un plano de una masa de suelo.



(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

Dividiendo las fuerzas de las sumatorias por el área en donde actúan, se obtienen datos de los esfuerzos normales y cortantes a lo largo de elemento.

$$\sigma_x \text{ sen } \alpha - \tau_\alpha \text{ cos } \alpha - \sigma_\alpha \text{ sen } \alpha = 0$$

$$\sigma_y \text{ cos } \alpha - \tau_\alpha \text{ sen } \alpha - \sigma_\alpha \text{ cos } \alpha = 0$$

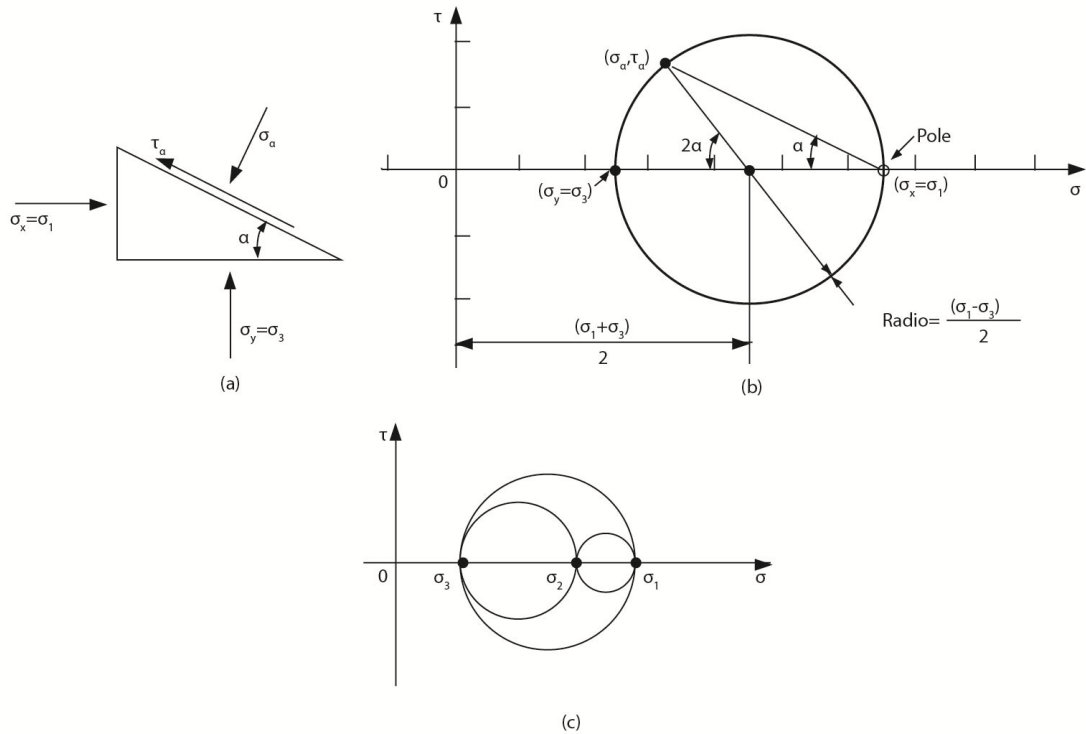
Resolviendo las ecuaciones anteriores, se obtiene que el esfuerzo normal y cortante al plano principal son

$$\sigma_\alpha = \sigma_x \text{ sen}^2 \alpha + \sigma_y \text{ cos}^2 \alpha = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \text{ cos } 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = [(\sigma_x - \sigma_y) \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha] = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \text{ sen } 2\alpha$$

Si se suman al cuadrado estas ecuaciones, se obtiene un círculo con radio $\frac{[(\sigma_x - \sigma_y)]}{2}$, y centro localizado en $\left[\frac{[(\sigma_x + \sigma_y)]}{2}, 0 \right]$. Dentro de un plano $\tau - \sigma$, este círculo representa los esfuerzos en un punto de equilibrio y se puede aplicar a cualquier material, no únicamente a suelos. En la Figura No. 4 se puede observar lo mencionado de una mejor manera.

Figura No. 4. Círculo de esfuerzo de Mohr



(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

Como se observa en la Figura No. 4, al no existir esfuerzos cortantes en los planos verticales y horizontales, se puede decir por teoría, que el plano de falla creado es un plano principal. Como σ_x, σ_y son esfuerzos principales, el esfuerzo mayor principal lo denotaremos como σ_1 , y el menor como σ_3 . Con esto se pueden reescribir las ecuaciones anteriores en términos de los esfuerzos principales ya definidos.

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

Con estas ecuaciones es posible encontrar el esfuerzo normal y cortante en cualquier plano α , siempre y cuando conozcamos cuales son los esfuerzos principales. Aparte de estas ecuaciones, que tienden a confundir por el doble ángulo, existe un método gráfico basado en un punto único del círculo de Mohr llamado "pole" o punto de origen de planos. Este método es muy eficaz ya que cualquier línea recta trazada a través del pole intersectará al círculo de Mohr en un punto que representa los esfuerzos en un plano inclinado, en la misma orientación que la línea trazada (Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011, 501).

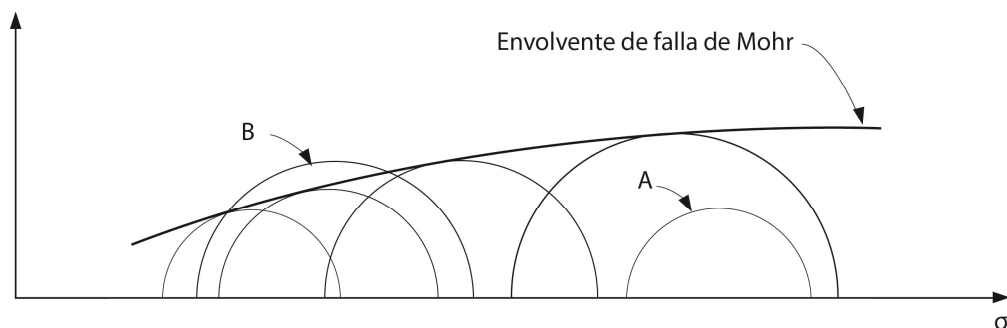
En conclusión Holtz, Sheaman y Kovacs (2011) nos indican que el círculo de Mohr representa el estado bidimensional de los esfuerzos en equilibrio de un elemento o punto. Y el polo nos sirve para alinear la orientación del elemento entre el círculo de Mohr y su posición en el mundo real.

3. Falla de Mohr-Coulomb

a. **Teoría de falla de Mohr.** En 1900, Otto Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales, en donde afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o un esfuerzo máximo cortante. El esfuerzo cortante resultante de esta combinación de esfuerzos se conoce como resistencia al corte del suelo.

Los círculos de Mohr de un suelo se obtienen mediante los esfuerzos principales, por lo que es posible construir a partir de varios ensayos una envolvente de falla para los esfuerzos de corte del suelo. La envolvente de falla de Mohr, indica una relación entre esfuerzos normales y cortantes en el momento de la falla en el suelo. La falla en el suelo ocurre únicamente cuando existe una combinación de esfuerzos normales y cortantes tales que los círculos de Mohr son tangentes a la a la envolvente de falla de Mohr, como se puede observar en la Figura No. 5 (Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011, 509).

Figura No. 5. Envolvente de falla Mohr

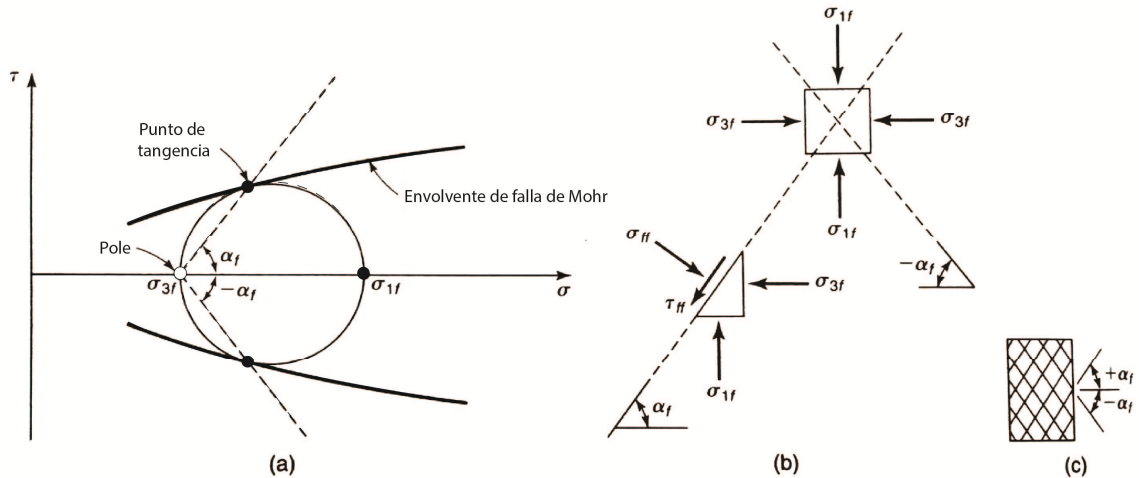


(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

En la Figura o. 5N se puede observar que el círculo A esta dentro de la envolvente de falla representa estabilidad dentro del suelo. En cambio, el circulo B no puede existir, debido a que antes de que llegue a esa magnitud de esfuerzos el suelo fallaría.

La hipótesis de falla de Mohr dice que a través del método gráfico del polo se puede determinar el ángulo del plano de falla en el suelo. El ángulo se determina a través del punto tangente de la envolvente de falla de Mohr con el círculo de Mohr en el momento de la falla, figura 6 (a). Al tener 2 puntos tangentes sobre el círculo de Mohr, el plano de falla puede ocurrir 2 direcciones, con el mismo ángulo de falla $\pm\alpha_f$, como se observa en la Figura No. 6 (c).

Figura No. 6. Ángulo de falla hipótesis de Mohr



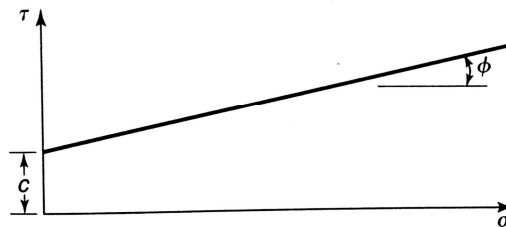
(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

b. Criterio de Falla Mohr – Coulomb. Basado en la teoría de falla de Mohr y buscando linealizar la envolvente de falla, para tener una relación más sencilla, Charles A. Coulomb (1776) desarrolló diferentes ensayos para determinar la resistencia cortante de los suelos, esto debido a varios fracasos de muros de retención en fuertes de la milicia Francesa. Observando los resultados de los mismos se pudo dar cuenta que existía un componente dentro del suelo que era independiente del esfuerzo que se le aplicaba y otro componente que dependía del esfuerzo.

El componente dependiente del esfuerzo aplicado al suelo, siendo este un tipo de fricción entre las partículas del suelo fue nombrado fricción interna del suelo (ϕ). El componente independiente del esfuerzo aplicado es la cohesión (c) entre las partículas de suelo. Con estos conceptos, se desarrolló la ecuación de Coulomb.

Figura No. 7. Criterio de falla Mohr – Coulomb

$$\tau_f = \sigma \tan \phi + c$$



(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

Donde τ_f es la resistencia al corte del suelo, σ el esfuerzo normal aplicado y ϕ y c , los parámetros de esfuerzo del suelo. Se puede observar en la Figura No. 7, que el criterio de falla se define como una ecuación de primer orden, en donde el ángulo de fricción interna del suelo es la pendiente de la recta y la cohesión es la intersección con el eje del esfuerzo cortante. Terzaghi (1936) definió las presiones efectivas como “todos los efectos tangibles provocados por un cambio de presión, se deben exclusivamente a los cambios de las presiones efectivas” (Anónimo, 2007, 2). Esto se aplica también a los casos de esfuerzos efectivos, en donde la ecuación queda de la siguiente manera.

$$\tau'_f = \sigma' \tan \phi' + c'$$

Donde τ'_f es la resistencia al corte del suelo efectiva, σ' el esfuerzo normal efectivo aplicado y ϕ' y c' , los parámetros de esfuerzo del suelo. El esfuerzo efectivo se define como el esfuerzo total aplicado (σ) menos la presión hidrostática o de poros que está siendo aplicada en el suelo (u) (Day, 2006, 3.20)

$$\sigma' = \sigma - u$$

Según Holtz, *et al.* se debe saber qué tanto el ángulo de fricción interna y cohesión del suelo no son propiedades inherentes de los materiales, estos dependen de las condiciones in situ. Y para diferentes situaciones de suelo se puede dar el caso donde la cohesión del suelo sea cero y la resistencia cortante del suelo dependa únicamente del esfuerzo normal aplicado y la fricción interna del suelo, así como también se puede dar el caso contrario, donde el ángulo de fricción interna sea cero y únicamente sea dependiente de la cohesión del suelo.

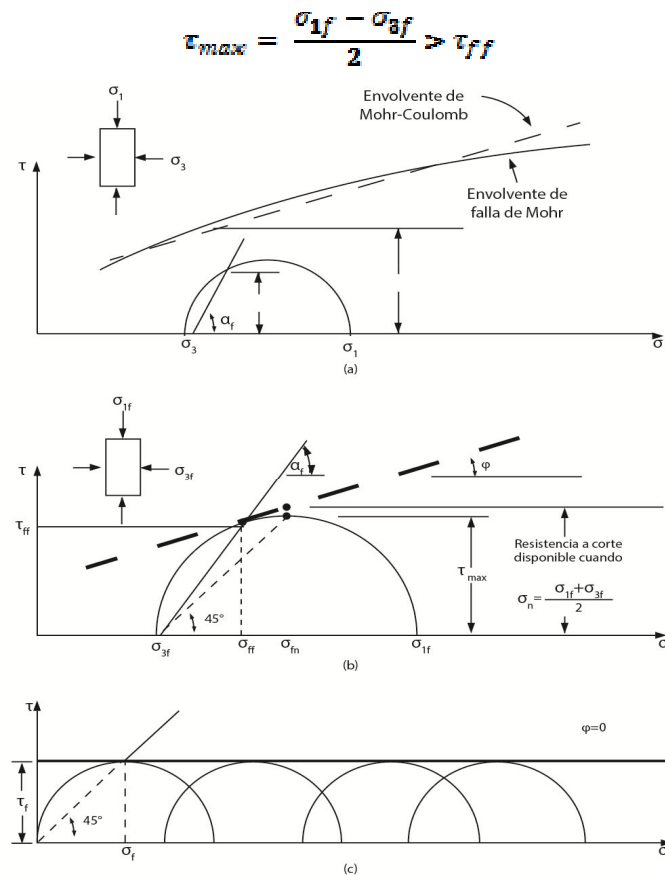
Conociendo el ángulo de fricción interna del suelo se puede llegar a conocer el ángulo del plano de falla, debido a la hipótesis de falla de Mohr, en donde se deduce que el ángulo del plano de falla, medido en el plano donde se encuentra el esfuerzo principal es el siguiente (Ou, 2006, 19).

$$\alpha_f = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Cuando un suelo se somete a esfuerzos menores a los esfuerzos principales requeridos para causar una falla se conoce como factor de seguridad, Figura No. 8 definido como una razón entre el esfuerzo de corte principal del suelo y el esfuerzo de corte aplicado

Se debe de tomar en cuenta que el esfuerzo en donde ocurre la falla en el suelo, no es necesariamente donde el corte es máximo, esto ocurre únicamente donde el suelo tiene un ángulo de fricción interna de cero, como se observa en la Figura No. 8 (b). El esfuerzo máximo cortante actúa a un ángulo de falla α_f de 45° , en donde el esfuerzo cortante máximo se define

Figura No. 8. Condiciones de esfuerzo para criterio de falla Mohr – Coulomb



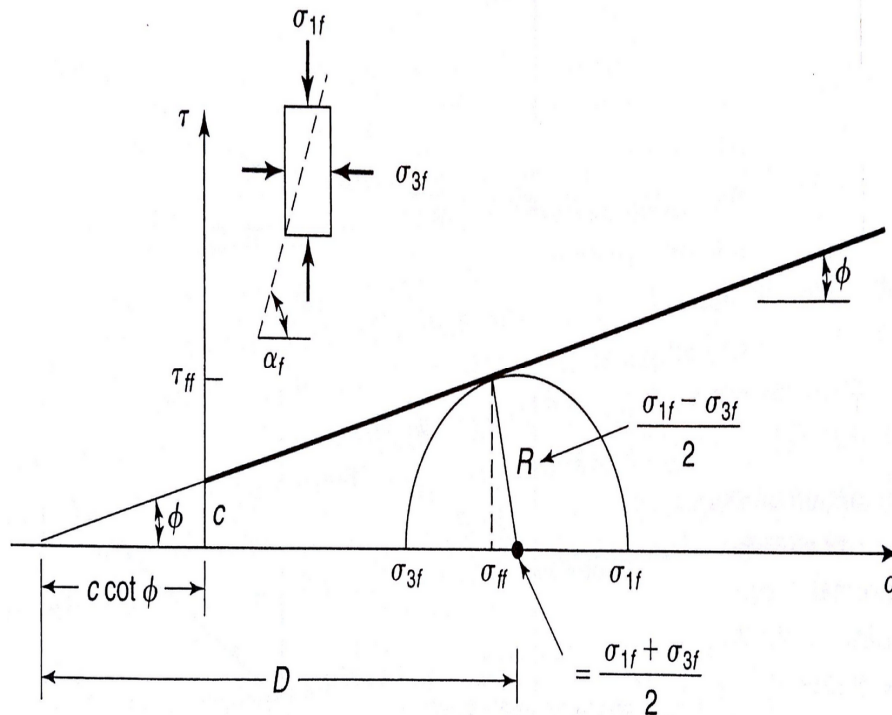
(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

El esfuerzo cortante máximo definidos por los círculos de Mohr generalmente son mayores al esfuerzo de falla del suelo, esto se debe a que el esfuerzo de falla del suelo depende de esfuerzos cortantes y normales al suelo que se aplican en una combinación de falla. El caso en donde $\tau_{max} = \tau_{ff}$, es cuando el ángulo de fricción interna es cero, un suelo puramente cohesivo, en donde la falla teóricamente se debería de dar con un ángulo de 45°, teniendo un criterio de falla como se muestra en la Figura No. 8 (c).

c. Relaciones de oblicuidad. Es de mucha utilidad reescribir la ecuación del criterio de falla Mohr – Coulomb en términos de los esfuerzos principales de falla, en vez de utilizar los esfuerzos τ_{ff} y σ_{ff} . En la Figura No. 9 se puede observar la envolvente de falla, en donde:

Figura No. 9. Envolvente de falla Mohr - Coulomb, con círculo de Mohr en falla.

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2}}{\frac{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}}{2} + c \cot \phi}$$



(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

Si se asume que la cohesión es cero, la ecuación se simplifica y se pueden realizar relaciones entre los esfuerzos principales respecto al ángulo de fricción interna del suelo.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

Al usar algunas identidades trigonométricas se puede expresar las ecuaciones anteriores como

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

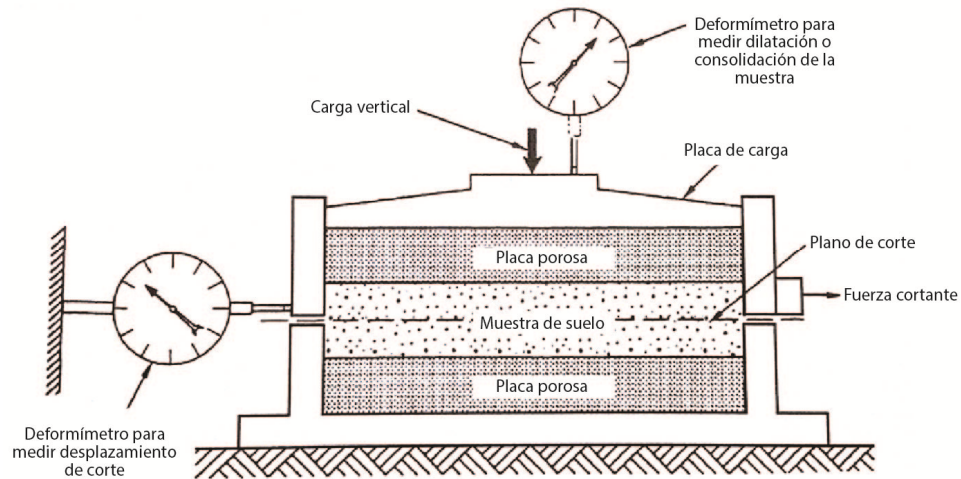
Estas ecuaciones, se conocen como relaciones de oblicuidad, debido a que relacionan los esfuerzos principales mayor y menor en la falla cuando el ángulo de oblicuidad es máximo. Para explicar que es el ángulo de oblicuidad, se puede realizar una analogía con la fuerza de fricción de un bloque en un plano, sujeto a fuerzas normales y cortantes respecto al plano.

4. Ensayos de laboratorio para determinar resistencia cortante del suelo

a. Ensayo de corte directo. Este ensayo de laboratorio fue utilizado por Coulomb para obtener los ángulos de fricción interna de los suelos. Según Robert Day, este ensayo es el más utilizado y común para obtener la resistencia de corte para un suelo no cohesivo. El propósito del ensayo es literalmente cortar la muestra, a lo largo de un plano de falla horizontal.

El equipo de ensayo es simple, consiste en una caja de metal en donde se coloca la muestra de suelo. La caja está dividida en dos partes, en donde una parte esta empotrada o fija respecto a la otra, como se puede observar en la Figura No. 10. Una fuerza normal es aplicada sobre la muestra de manera uniforme, mientras se aplica también una fuerza de corte a lo largo de la caja, las deformaciones tanto verticales como horizontales se miden durante todo el proceso del ensayo, hasta llegar a la falla de la muestra.

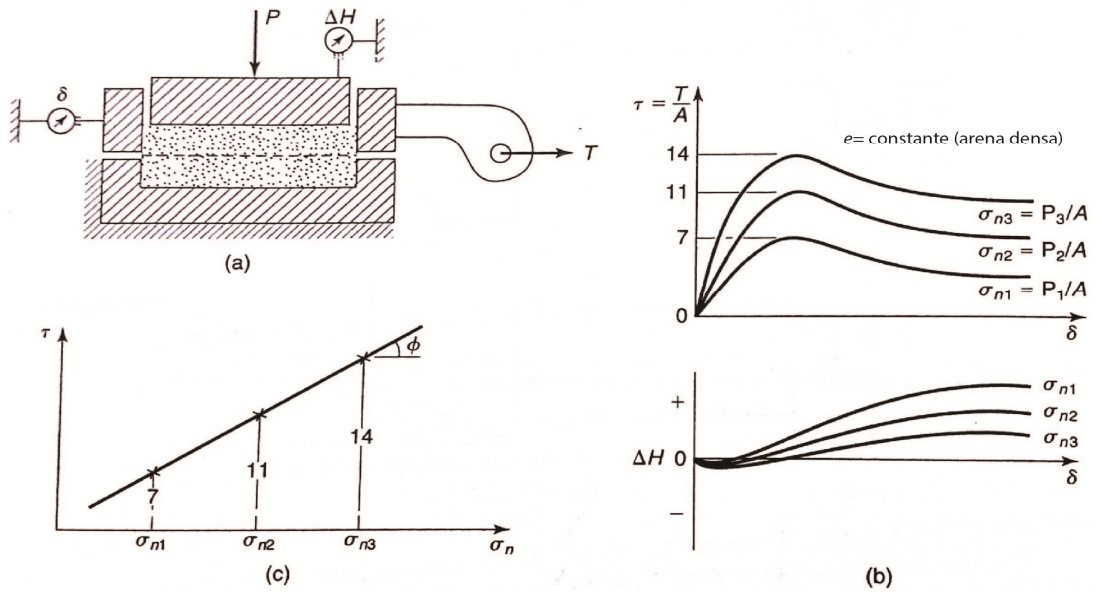
Figura No. 10. Ensayo de corte directo.



(Day, 2006)

Con los datos medidos se pueden tomar las mediciones de fuerzas normales y cortantes si se dividen por el área nominal de la muestra. Con esto se puede asociar los esfuerzos normales y cortantes durante todo el ensayo. Cuando se realizan diferentes pruebas aumentando el esfuerzo normal hacia la muestra se pueden obtener diferentes resultados, que al colocarlos gráficamente en un espacio τ - σ se puede obtener el ángulo de fricción interna del suelo ensayado, como se muestra en la Figura No. 11 (c).

Figura No. 11. Resultados ensayo corte directo.



(Holtz, Sheaman, & Kovacs, 2011)

Algunas de las limitaciones de este ensayo son las siguientes (Ou. 2006: 23):

1. El suelo es forzado a corte en un plano horizontal, que generalmente no es el plano de falla más débil.
2. Al aplicar la fuerza horizontal solo de un lado, se obtienen esfuerzos de corte más grandes en los bordes que en el centro de la muestra.
3. La muestra no se puede recubrir con una membrana al momento del ensayo por lo que limita el control de drenaje durante la prueba de corte directo.

b. Ensayo triaxial. Casagrande (1930) empezó con investigaciones para desarrollar un ensayo de compresión cilíndrica, con el fin de obtener un ensayo que minimizara las limitaciones que tiene el ensayo de corte directo, que era el ensayo más utilizado en ese momento.

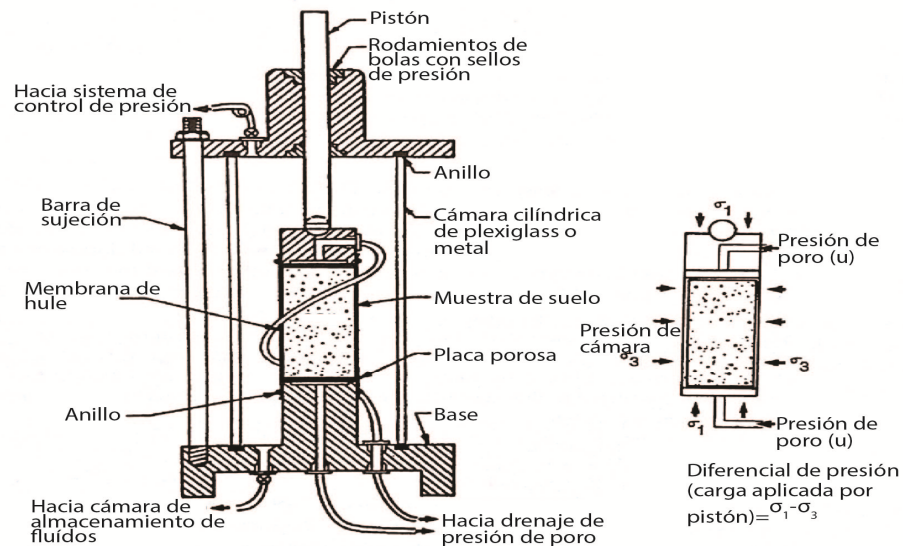
Según Robert Holtz, *et al.*, algunas de las ventajas del ensayo triaxial respecto a los ensayos de corte directo son los siguientes:

1. Se puede controlar el drenaje de la muestra.
2. No existe una rotación entre los esfuerzos principales mayor y menor.
3. La concentración de esfuerzos se mantiene, pero es significativamente menor a la que se tiene en los ensayos de corte directo.
4. El plano de falla puede ocurrir en cualquier lado de la muestra, no es netamente horizontal como en el caso del ensayo de corte directo.
5. Se pueden controlar las trayectorias de esfuerzos a lo largo del ensayo.

La prueba de ensayo triaxial consiste en colocar la muestra de suelo recubierta por una membrana de hule, en una cámara cilíndrica transparente. Se coloca un fluido dentro de la cámara, que generalmente es agua o glicerina, el cual realizará una presión principal menor σ_3 (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 47). Un esfuerzo normal adicional es aplicado en la dirección axial a la muestra, para que se provoque un esfuerzo principal mayor σ_1 .

En la Figura No. 12, se puede observar los componentes del equipo de ensayo.

Figura No. 12. Ensayo triaxial.



(Day, 2006)

El ensayo triaxial es aplicable a cualquier tipo de suelo. Sin embargo, si se utiliza un suelo no cohesivo (arenas) el fallo por corte es casi imposible. Por esta razón los ensayos de esfuerzos triaxiales no son sugeridos para resistencia a corte de muestras de este tipo a menos que se utilice un método especial para este tipo de ensayo (Ou, 2006: 22).

Existen diferentes tipos de pruebas de ensayos triaxiales, según la información que se requiera acerca de la muestra se pueden realizar ensayos

1. Prueba no consolidada no drenada (UU).
 2. Prueba consolidada drenada (CD).
 3. Prueba consolidada no drenada (CU).
- Prueba consolidada drenada (CD)
- Para esta prueba se aplica inicialmente la presión dentro de la cámara, σ_3 . Dejando drenar de manera total la presión de poro desarrollada en la muestra ($u = u_0$). Luego se aplica lentamente la fuerza axial sobre la muestra $\Delta\sigma$, dejando que la presión de poro desarrollada por la carga drene nuevamente ($u = u_d$), para obtener una presión de poro igual a cero ($u = u_0 + u_d = 0$). Se sigue aplicando la carga hasta que la falla ocurre y se obtienen los valores de esfuerzos efectivos principales mayor y menor para la muestra ensayada. En donde los esfuerzos obtenidos se describen de la siguiente manera:

$$\text{Esfuerzo efectivo principal mayor} = \sigma_2 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 = \sigma'_1$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal menor} = \sigma_2 = \sigma'_2$$

- Prueba consolidada no drenada (CU)

Similar a la prueba triaxial consolidada drenada, en este caso se aplica inicialmente la presión dentro de la cámara, σ_3 . Dejando drenar de manera total la presión de poro desarrollada en la muestra ($u = u_0$). Luego se aplica lentamente la fuerza axial sobre la muestra $\Delta\sigma$, sin permitir el drenaje de la presión de poro desarrollada por este aumento de esfuerzo ($u = u_0 + u_d \neq 0$). Se sigue aplicando la carga hasta que la falla ocurre y se obtienen los valores de esfuerzos principales mayor y menor para la muestra ensayada. En este caso los esfuerzos no son efectivos debido a la presión de poro desarrollada en la muestra en donde

$$u = u_0 + u_d = 0 + u_d(f)$$

Y los esfuerzos principales efectivos se definen como

$$\text{Esfuerzo principal mayor} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal menor} = \sigma_3$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal mayor} = (\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - u_f = \sigma'_1$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal menor} = \sigma_3 - u_f = \sigma'_3$$

- Prueba no consolidada no drenada (UU)

Para esta prueba se debe de realizar el mismo procedimiento que se realizó en las pruebas triaxiales CD y CU. En este caso en partículas se busca obtener la resistencia al corte no drenada, para las arcillas saturadas, esto debido a que la fuerza axial aplicada a la muestra $\Delta\sigma$, es generalmente una constante. Se aplica inicialmente la presión dentro de la cámara, σ_3 . No se permite el drenado de la presión de poro desarrollada en la muestra ($u = u_0$). Luego se aplica lentamente la fuerza axial sobre la muestra $\Delta\sigma$, sin permitir el drenaje de la presión de poro desarrollada por este aumento de esfuerzo ($u = u_0 + u_d \neq 0$). Se sigue aplicando la carga hasta que la falla ocurre y se obtienen los valores de esfuerzos principales mayor y menor para la muestra ensayada. Los esfuerzos principales se definen como:

$$\text{Esfuerzo principal mayor} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$

$$\text{Esfuerzo efectivo principal menor} = \sigma_3$$

En el caso de que las arcillas saturadas muestren una constante en el $\Delta\sigma$ todos los círculos de Mohr para cualquier ensayo serán del mismo radio y por lo tanto la envolvente de falla será

una línea horizontal ($\phi = 0$). Con esta premisa se puede decir la cohesión no drenada de estas arcillas está definida como (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 50)

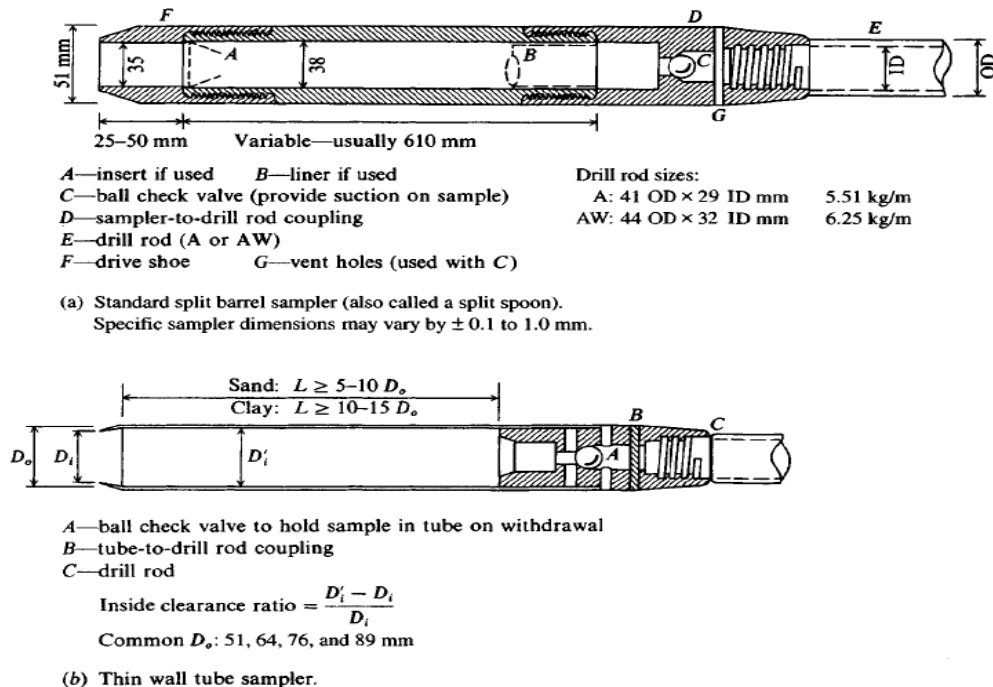
$$s = c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2}$$

5. Pruebas in situ para determinar la resistencia cortante del suelo

a. **Standard Penetration Test (SPT).** La prueba de penetración estándar, SPT, por sus siglas en inglés, fue desarrollada en el año 1927 y actualmente es una de las pruebas más populares y económicas utilizadas para obtener datos estimados del suelo. El método fue estandarizado por el American Society for Testing and Materials (ASTM) en 1958 (Bowles, 1997: 154).

El ensayo consiste en penetrar el suelo con el muestreador indicado, una profundidad de 460mm, en distancias de 150mm. Para penetrar el suelo se utiliza una masa de 63.5 kg que se suelta en caída libre, a manera de martillo. Cada 150mm se cuenta la cantidad de golpes necesarios para penetrar el suelo, en donde los dos últimos intervalos son sumados para obtener el número de penetración estándar, N.

Figura No. 13. Tipos de penetrómetros estándar



(Bowles, 1997)

Existen dos tipos de instrumentos que se pueden utilizar dentro de la prueba de penetración estándar, el mostrado en la Figura No. 13 posee un alto grado de alteración, mientras que el muestreador de pared delgada, comúnmente llamado tubo Shelby, Figura No. 13 (b), posee un menor grado de alteración de las muestras obtenidas. El grado de alteración de las muestras se puede obtener por medio de la siguiente fórmula:

$$A_R(\%) = \frac{D_f^2 - D_i^2}{D_i^2} (100)$$

En donde, si se obtiene un porcentaje menor al 10% se considera una muestra inalterada. Los tubos Shelby son mayormente utilizados en suelos arcillosos, para obtener muestras inalteradas.

Joseph Bowles, indica que los datos de la perforación de un suelo se descartan si suceden los siguientes casos:

1. 50 golpes son necesarias para avanzar cualquier incremento de 150mm
2. 100 golpes son obtenidos para avanzar en total los 300mm
3. 10 golpes consecutivos y no hay ningún avance en la penetración

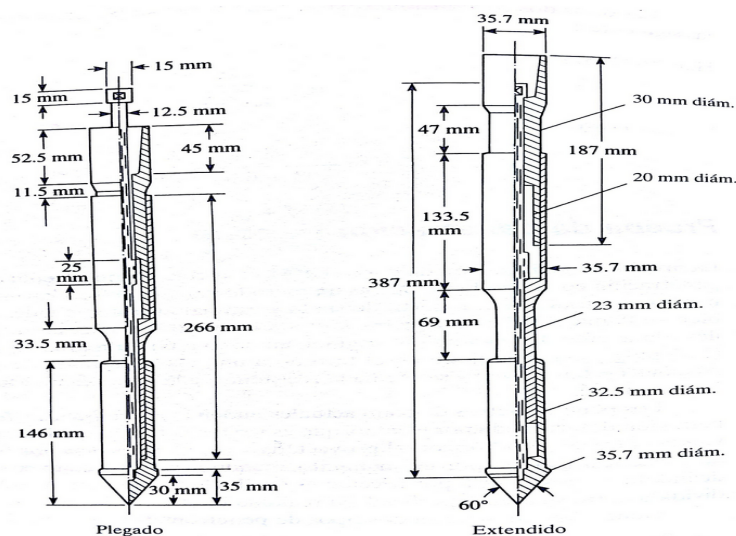
Con este ensayo se pueden utilizar correlaciones para obtener datos de las propiedades del suelo en donde se realizaron las pruebas a bajo costo. Se debe de tener cuidado con las correlaciones utilizadas, ya que el suelo es un material heterogéneo y los valores de N obtenidos pueden variar ampliamente. Además de esto cuando el suelo contiene mucha grava y/o “boulders” los números de penetración estándar son bastante errados y poco confiables.

b. Cone Penetration Test (CPT). La prueba de penetración de cono, más conocida como CPT, por sus siglas en inglés, es una prueba generalmente utilizada para conocer el perfil estratigráfico de un suelo y estimar algunas propiedades del mismo. Los parámetros que se miden durante esta prueba es la resistencia de la punta del cono, q_c y la resistencia por fricción, f_c . Existen artefactos modernos en donde se tiene un piezómetro en la punta del cono, con lo que se logra conocer la presión de poro generada por la penetración del cono al suelo.

Existen diferentes tipos de artefactos para realizar esta prueba

- Penetrómetro mecánico de cono de fricción.
- Penetrómetro eléctrico de cono de fricción.
- Penetrómetro con piezocono.

Figura No. 14. Penetrómetro mecánico de fricción.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

c. Pruebas geofísicas. Este tipo de pruebas son generalmente utilizadas por ingenieros geotécnicos para obtener datos sobre las condiciones de subsuelo dentro de un terreno. Para poder utilizar correctamente este tipo de pruebas es necesario un criterio con experiencia y correcta interpretación de los resultados.

Existen varios métodos dentro de este tipo de exploración de suelo, pero la técnica comúnmente utilizada es la de refracción sísmica. Esta técnica se basa en el hecho de que las ondas sísmicas viajan a diferente velocidad según el material en donde se desarrollen. Por ejemplo, a través de roca mucho viaja más rápido de que lo harían en arcilla suave (Day, 2006: 2.55).

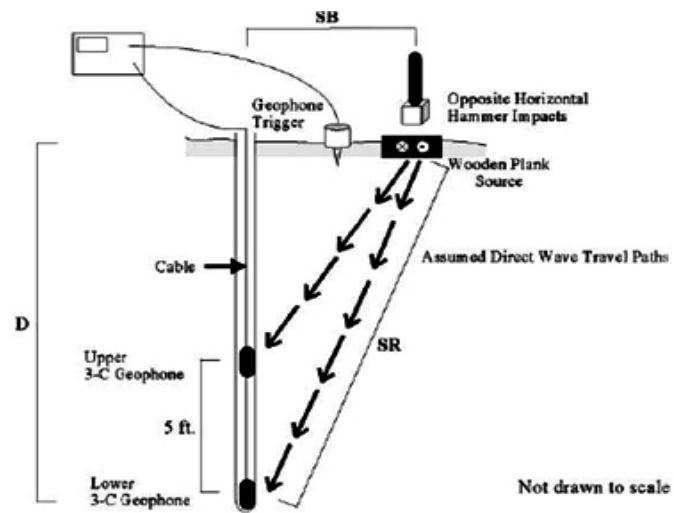
El ensayo consiste en colocar varios geófonos en línea a lo largo de una superficie de terreno, luego de esto se coloca un plato metálico en el suelo, el cual enviará las ondas a lo largo del suelo para ser captadas por los geófonos. Estas ondas se producen a partir de golpes hacia el plato metálico.

Algunos de los ensayos que se realizan se describen a continuación:

Downhole

En este tipo de ensayos la fuente de energía (plato metálico) está en la superficie y los geófonos se encuentran a lo largo de un pozo, donde se realizarán las mediciones respectivas.

Figura No. 15. Diagrama de funcionamiento prueba Downhole.

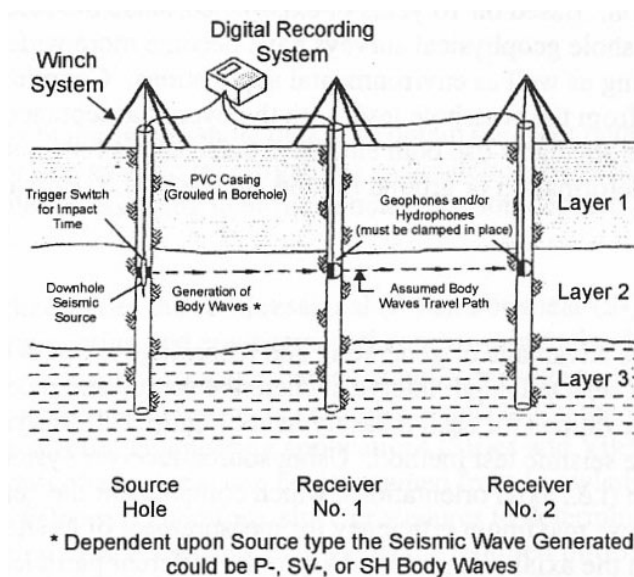


(Parsan, 2013)

Crosshole

Para esta técnica se tiene la fuente de energía en un pozo central, con los geófonos en pozos en el alrededor para captar de una mejor manera las ondas, en un radio apropiado.

Figura No. 16. Diagrama de funcionamiento prueba Crosshole



(EPA, 2012)

d. **Otros ensayos de penetración.** Existen diferentes métodos para obtener datos respecto a las propiedades del suelo in situ, dentro de las cuales se pueden mencionar:

- Vane Shear Test.
- Pressuremeter Test.
- Dilatometer Test.
- Borehole Shear Test.

6. **Clasificación del suelo según sus características.** Cuando las características del suelo son conocidas, se puede clasificar el suelo según sus propiedades. AGIES, la asociación encargada de normar el sector de la construcción en Guatemala, ha adaptado lo expuesto por el IBC según su tabla de clasificación de suelo. En esta tabla se clasifica el suelo desde roca hasta suelos con problemas especiales, en donde los principales parámetros para obtener la clasificación del sitio son los resultados de la resistencia al corte del suelo y el número de penetración estándar, N . Además de esto también se incluyen parámetros respecto a pruebas geofísicas realizadas con las técnicas expuestas anteriormente.

Tabla 1. Clasificación del suelo según AGIES

Clase de Sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{uc} < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

(AGIES, 2010).

B. Presión lateral de tierra

1. **Presión vertical de la tierra.** Para entender el tema de presión lateral de la tierra es necesario, comprender y realizar perfiles de presión vertical en el suelo. Estos perfiles

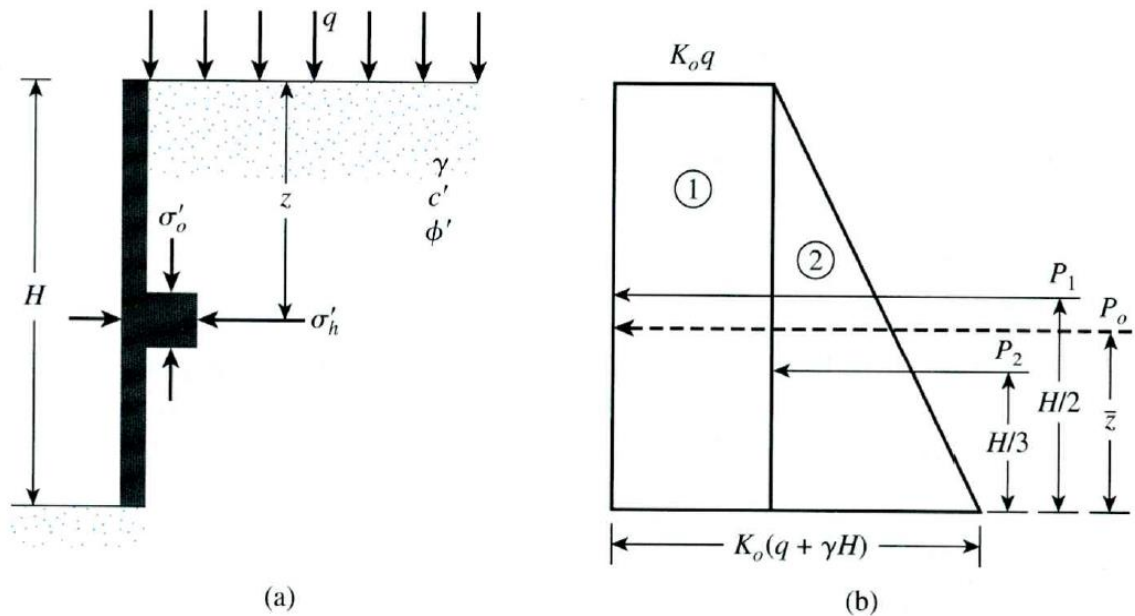
indicaran las presiones totales del suelo, en donde podremos dividir las presiones efectivas de la presión hidrostática o de poro dentro del suelo.

Según Robert Holtz, et al., la presión del suelo no se comporta como la presión hidrostática que es de igual magnitud para cualquier dirección en una profundidad dada dentro de un líquido. Rara vez ocurre esto en suelos naturales, por lo que se deben de expresar los esfuerzos horizontales de un suelo, a través de una constante de presión lateral, la cual es una simple razón entre los esfuerzos horizontales y verticales de un suelo dado, el cual cambia según las características de cada suelo y es constante siempre y cuando se encuentre dentro de la misma capa de suelo.

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

2. Presión lateral de tierra en reposo. Para definir la presión lateral de tierra en reposo, se considera un muro de contención que está restringido de movimiento lateral. Se supone que la fricción entre el muro de contención y el suelo es nula. Con esto, se define que los esfuerzos a una profundidad z , está bajo equilibrio elástico sin ningún esfuerzo de corte aplicado sobre ellos.

Figura No. 17. Presión lateral de tierra en reposo.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

Si se considera una carga q , uniformemente distribuida, el esfuerzo vertical efectivo para una profundidad z dada es $\sigma'_v = q + \gamma z$, donde γ es el peso específico del suelo. Entonces la presión lateral de tierra en reposo es

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

En donde σ'_h es el esfuerzo efectivo lateral, σ'_v el esfuerzo efectivo vertical de la sobrecarga y K_0 es el coeficiente de presión lateral de tierra en reposo (Ou, 2006: 267).

Con esto se puede inducir que la presión lateral total es $\sigma_h = \sigma'_h + u$, donde u es la presión de poro dentro del suelo. Jaky (1944) estimó un K_0 para suelos no cohesivos determinado por la siguiente ecuación, donde ϕ' es el ángulo de fricción interna drenado.

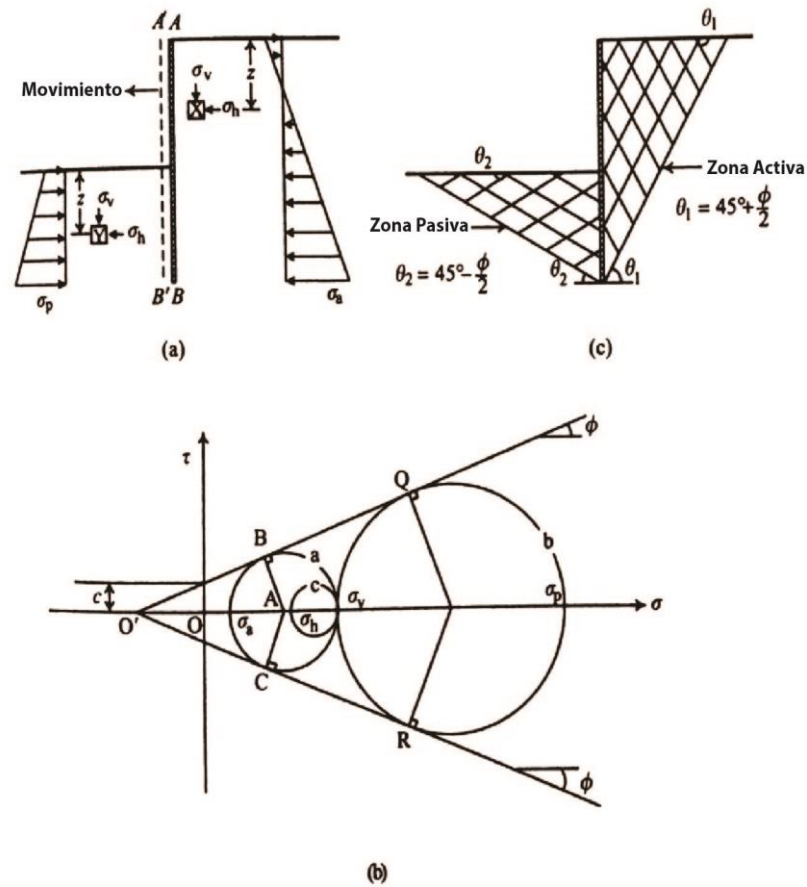
$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Para el ejemplo ilustrado en la Figura No. 17, luego de obtener un valor K_0 , adecuado para el tipo de suelo estudiado se realiza una integración de las presiones para obtener una resultante P_0 , donde $P_0 = P_1 + P_2$. En donde P_1 y P_2 son el área de los esfuerzos, aplicados en el centroide de la figura. Si existe un nivel freático a una profundidad de $z < H$, dentro del análisis, se debe de modificar el análisis, tomando en cuenta las presiones de poro a partir del nivel freático.

3. Presión lateral activa de tierra

a. **Teoría de presión de tierra de Rankine.** En 1857 William John Macquorn Rankine, desarrolló una teoría para modelar la presión lateral de la tierra en condiciones de falla detrás de un muro de contención, basado en el concepto del equilibrio plástico del suelo. En este modelo se asume que no existe fricción entre el muro de contención y el suelo. Además de esto también se asume que el suelo se encuentra en un estado de presión lateral en reposo, antes de que ocurra el movimiento del muro.

Figura No. 18. Presión lateral de tierra de Rankine.



(Ou, 2006)

En la Figura No. 18 (b) se puede observar representado en el círculo de Mohr (círculo c) el estado de presión lateral en reposo. A causa de la presión lateral de la tierra hacia el muro de contención, éste se desplaza hacia afuera, causando una disminución considerable en los esfuerzos laterales sobre el suelo, mientras el esfuerzo vertical sigue siendo el mismo. Si este desplazamiento continúa creciendo, el círculo de Mohr crece, acercándose a la envolvente de falla. Como se puede observar en el círculo a, este tipo de falla del suelo detrás del muro de contención es llamado falla activa y la presión lateral necesaria para esta falla se conoce como presión activa de Rankine. Se deduce que:

$$\sin \phi = \frac{AB}{AO'} = \frac{AB}{OO' + OA} = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}}$$

Simplificando

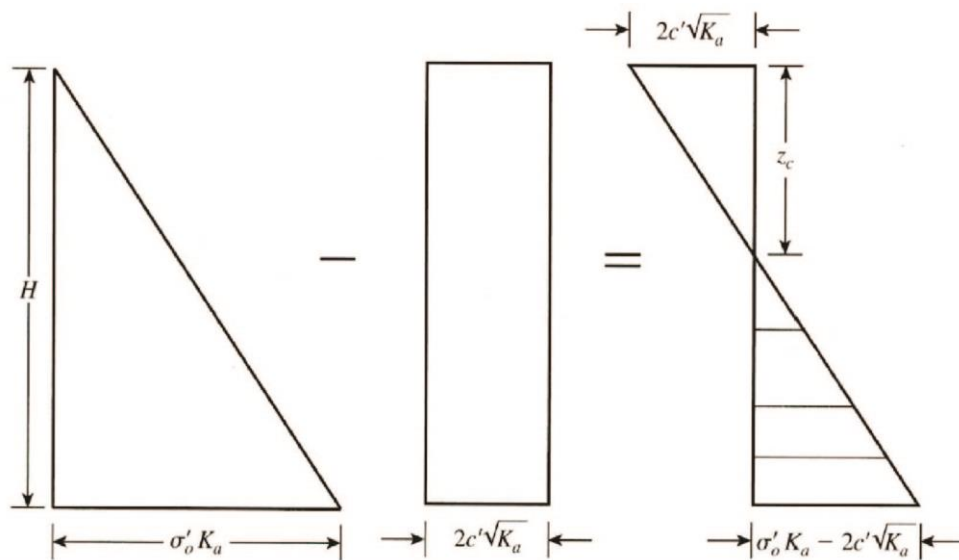
$$\sigma'_a = \sigma'_v \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - \frac{2c' \cos \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

Donde K_a es el coeficiente de presión lateral activa de tierra de Rankine $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$. Cuando la masa de suelo falla, esta posee un ángulo de $\pm \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$ respecto a la horizontal, en los planos donde ocurre la misma.

Figura No. 19. Diagrama de presión activa de Rankine.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

En la Figura No. 19, se observa la variación de la presión activa de Rankine, respecto a la profundidad. Se muestra que cuando la profundidad $z = 0$, la presión es de $\sigma_a = -2c' \sqrt{K_a}$ esto nos indica que existen esfuerzos de tensión en esta porción de suelo, los cuales decrecen a mayor profundidad, llegando a cero en z_c , conocido como profundidad de la grieta de tensión (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 300).

Sabiendo que el esfuerzo $\sigma_a = 0$ cuando $z = z_c$ y que $\sigma_v = \gamma z$ se puede deducir de la siguiente ecuación a z_c .

$$\gamma z_c K_a - 2c' \sqrt{K_a} = 0$$

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

Existen entonces dos diferentes fuerzas activas totales de Rankine que actuarán a lo largo del muro de contención, dependiendo si ya ocurrió la grieta de tensión o no. Para el caso de que aún no haya ocurrido, la grieta la fuerza activa total es:

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a dz = \int_0^H (\gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a}) dz$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c' H \sqrt{K_a}$$

Braja Das, indica que después de la aparición de la grieta, la fuerza por unidad de longitud sobre el muro será causada únicamente por la distribución de peso entre las profundidades $z_c < z \leq H$, en donde la fuerza se expresa como:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\gamma H K_a - 2c' \sqrt{K_a})$$

Según Robert Day, hay que tomar en cuenta detalles adicionales para utilizar la teoría de la presión activa. Debe de existir un desplazamiento considerable por parte del muro de contención para poder desarrollar la presión activa dentro de la masa de suelo. En la siguiente tabla se dan algunas relaciones para diferentes condiciones del suelo retenido, donde:

Tabla No. 2. Magnitudes de rotación de muros de contención para alcanzar la presión activa.

Tipo y condición del suelo	Rotación de muros para estado de presión activa (Δ/H) ¹
DENSO NO COHESIVO	0.0005
SUELTO NO COHESIVO	0.002
CONSOLIDADO COHESIVO	0.010
NO CONSOLIDADO COHESIVO	0.020

(Day, 2006)

¹ Obtenido de ensayos realizados utilizando muros de gravedad rígidos, por NAVFAC DM7.2 (1982)

También es importante agregar la presión ejercida por sobrecargas, las cuales tienen una distribución uniforme y por lo mismo la fuerza lateral de estas sobrecargas se aplican a la mitad de la altura del muro. La fuerza resultante queda definida como:

$$P_Q = QHK_a$$

b. Presión activa de Rankine para terraplenes inclinados. Para el caso anterior se realizó la suposición que el relleno detrás del muro de contención no tenía ningún grado de inclinación. Por lo que en esta sección se darán los coeficientes para el caso de que se tengan terraplenes inclinados detrás de los muros de contención, en donde el ángulo respecto a la horizontal de terraplén se define como β .

1) Suelos granulares. Para casos en donde el relleno detrás del muro es un suelo granular, donde $c'=0$, el coeficiente de presión activa es (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 303),

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

En donde ϕ' es el ángulo de fricción interna efectivo del suelo retenido. En este caso la presión activa de Rankine a cualquier profundidad es:

$$\sigma'_a = \gamma z K_a$$

Por lo tanto la fuerza aplicada queda definida como:

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

Para este tipo de casos, la fuerza aplicada sobre el muro de contención, esta inclinada un ángulo β respecto a la horizontal, por lo que se aplican cargas horizontales y verticales al muro de retención.

2) Suelos c' - ϕ' . Mazindrani y Granjali (1997) definieron una ecuación para muros de contención con rellenos inclinados, en donde se tienen características de cohesión y ángulo de fricción considerables dentro del análisis. Para este caso la presión activa de Rankine se define como (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 304),

$$\sigma'_a = \gamma z K_a = \gamma z K'_a \cos \beta$$

Para esta ecuación, K_a' es

$$K_a' = \frac{1}{\cos^2 \phi' \left\{ 2 \cos^2 \beta + 2 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi' - \sqrt{\left[4 \cos^2 \beta (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi') + 4 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \beta \sin \phi' \cos \phi' \right]} \right\}} - 1$$

Y la grieta de tensión se genera a una profundidad:

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}}$$

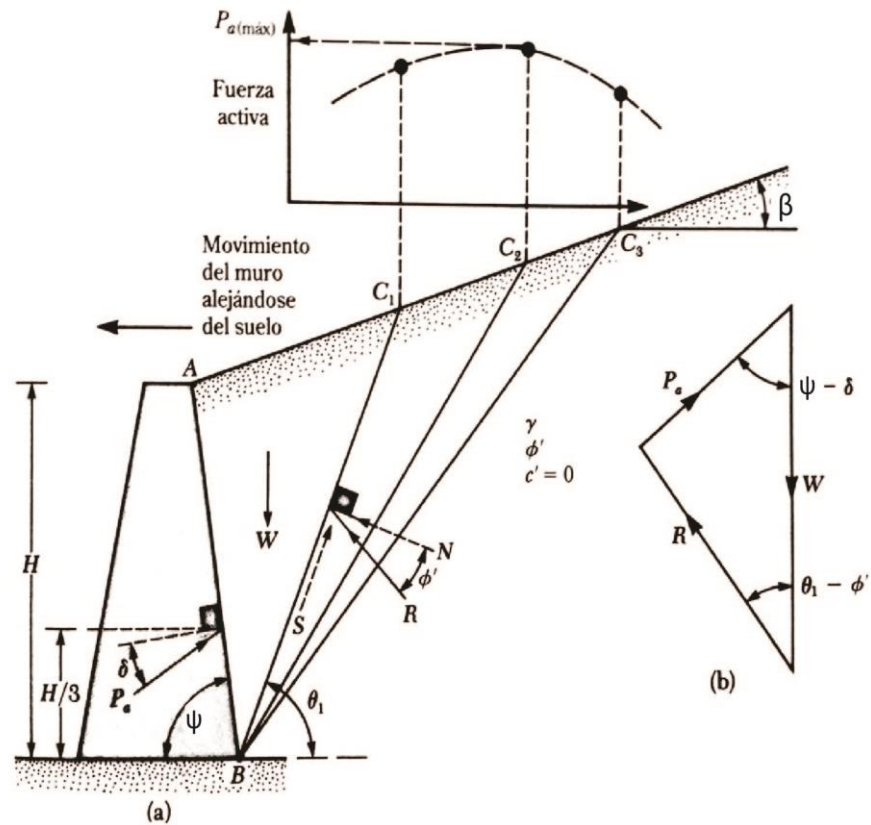
c. Teoría de presión activa de tierra de Coulomb. Charles Coulomb (1776) realizó varias suposiciones sobre el suelo retenido por un muro de contención (Bowles, 1997)

1. El suelo es un material isotrópico y homogéneo, el cual tiene fricción interna y cohesión.
2. La superficie de ruptura es un plano, y el relleno del muro de contención mantiene una forma plana, puede ser un talud pero no de forma irregular.
3. La fricción se distribuye uniformemente a lo largo de la superficie de falla, con un coeficiente de $f = \tan \phi$.
4. La cuña de falla es un cuerpo rígido sometido a movimiento o deformación.
5. Existe una fuerza de fricción del muro. Debido a que la cuña de falla se mueve respecto al muro de contención, se genera una fuerza de fricción denominada δ .
6. La falla es un problema de deformación plana, es decir se considera únicamente un punto a lo largo de un muro de contención de longitud infinita.

Coulomb supuso una cuña de falla en donde se aplican las fuerzas que actúan sobre la misma, en la o. 20 (b) se observan las siguientes fuerzas actuantes (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010).

1. El peso de la cuña, W .
2. La fuerza resultante de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie de falla, R . La cual esta inclinada un ángulo ϕ' respecto a la normal de la superficie de falla.
3. La fuerza activa de Coulomb, P_a , inclinada un ángulo δ respecto a la normal de la superficie en contacto con el suelo del muro.

Figura No. 20. Presión activa de Coulomb.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

Con esto se puede definir el valor máximo de la fuerza activa como:

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

En donde el coeficiente de presión activa de tierra de Coulomb es:

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

Hay que tomar en cuenta que la fuerza P_a actúa sobre el muro a una altura de $H/3$ con una inclinación δ respecto a la normal de la cara del muro en contacto con el suelo retenido.

4. Presión lateral pasiva de tierra

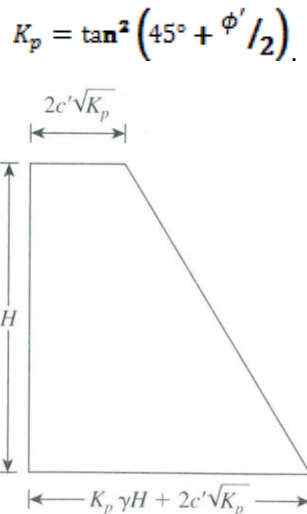
a. **Teoría de presión pasiva de tierra de Rankine.** A diferencia de la presión activa, durante el estado de presión pasiva del suelo el muro se desplaza hacia la masa de suelo, en donde se puede observar en la Figura No. 18 (b), el círculo de Mohr para el caso de la presión pasiva (círculo b), los esfuerzos horizontales aumentan, mientras el esfuerzo vertical se mantiene. Los esfuerzos aumentan hasta que se llega a la envolvente de falla, este punto se conoce como la presión pasiva de Rankine, σ_p , en donde los planos de falla para este estado de presión tienen un ángulo de $\pm 45^\circ - \phi' / 2$ respecto a la horizontal. Para la presión pasiva nos queda la siguiente ecuación:

$$\sigma'_p = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

Donde K_p es denominado el coeficiente de presión pasiva de Rankine,

Figura No. 21. Diagrama de presión pasiva de Rankine



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

Para la fuerza aplicada en el muro de contención se determina el área del diagrama de presión,

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c' H \sqrt{K_p}$$

Al igual que con la presión activa, debe de existir un desplazamiento considerable por parte del muro de contención para poder desarrollar el estado de presión pasiva dentro de la masa de suelo. En la siguiente tabla se dan algunas relaciones para diferentes condiciones del suelo retenido, donde

Tabla No. 3. Magnitudes de rotación de muros de contención para alcanzar la presión pasiva

Tipo y condición del suelo	Rotación de muros para estado de presión pasiva $(\Delta/H)^2$
DENSO NO COHESIVO	0.0002
SUELTO NO COHESIVO	0.006
FIRME COHESIVO	0.020
BLANDO COHESIVO	0.040

(Day, 2006)

La asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica, AGIES, describe en las normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala, que los desplazamientos mínimos de los muros de contención para entrar en un estado activo o pasivo de presión de la tierra sobre el muro son los siguientes:

Tabla No. 4. Magnitudes de rotación de muros de contención para alcanzar estados activos y pasivos

Tipo y condición del suelo ³	Rotación de muros para estado de presión activa (Δ/H)	Rotación de muros para estado de presión pasiva (Δ/H)
DENSO NO COHESIVO	0.001	0.020
SUELTO NO COHESIVO	0.004	0.060
FIRME COHESIVO	0.010	0.020
BLANDO COHESIVO	0.020	0.040

(AGIES, 2010)

² Obtenido de ensayos realizados utilizando muros de gravedad rígidos, por NAVFAC DM7.2 (1982)

³ Documento NSE 5, Requisitos para diseño de infraestructura y obras especiales.

1) Presión pasiva de Rankine para terraplenes inclinados. Al igual que en el caso de la presión activa, también se realizaron estudios para determinar la presión pasiva de Rankine cuando existen rellenos inclinados.

2) Suelos granulares. Para casos en donde el relleno detrás del muro es un suelo granular, donde $c'=0$, el coeficiente de presión pasiva es (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 320),

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

En donde ϕ' es el ángulo de fricción interna efectivo del suelo retenido. La fuerza aplicada queda definida como:

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

Al igual que en el caso de la fuerza activa, la fuerza resultante P_p , aplicada sobre el muro de contención, esta inclinada un ángulo β respecto a la horizontal.

3) Suelos $c'-\phi'$. Mazindrani y Granjali (1997) también definieron una ecuación para muros de contención con rellenos inclinados, en donde la presión activa de Rankine se define como (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 320):

$$\sigma'_p = \gamma z K_p = \gamma z K'_p \cos \beta$$

Para esta ecuación, K'_p es:

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi' \left\{ 2 \cos^2 \beta + 2 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi' + \sqrt{\left[4 \cos^2 \beta (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi') + 4 \right] \left(\frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \beta \sin \phi' \cos \phi'} \right\}} - 1$$

b. Teoría de presión pasiva de tierra de Coulomb. Coulomb (1776) también presentó un análisis para el caso de presiones pasivas actuando sobre un muro de contención, tomando en cuenta las mismas premisas utilizadas en el análisis de la presión activa. En la Figura No. 22, se puede observar las fuerzas actuando sobre el muro de contención, en donde la fuerza pasiva de tierra de Coulomb queda definida como,

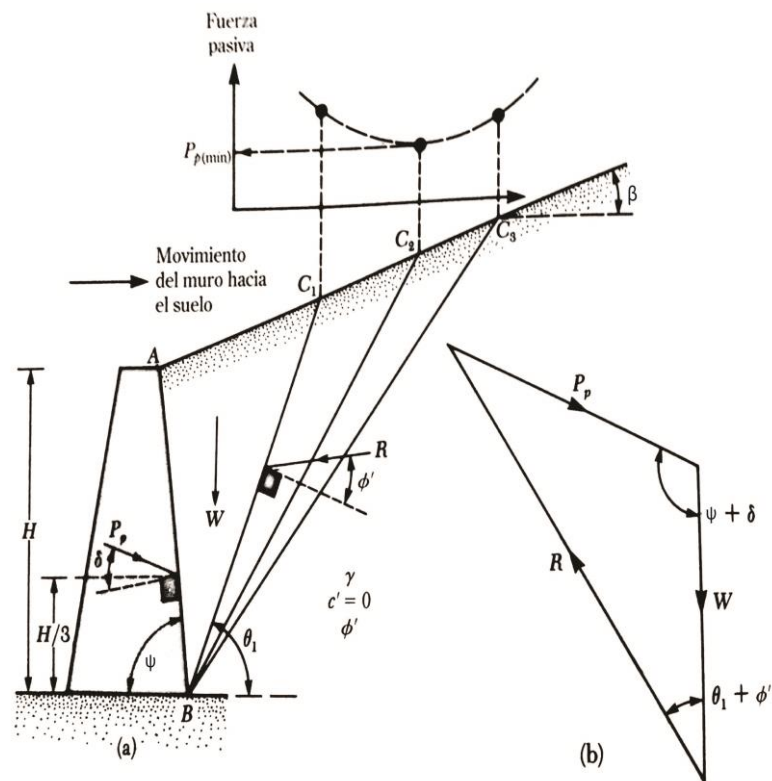
$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

En donde el coeficiente de presión pasiva de tierra de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi - \phi')}{\sin^2 \psi \sin(\psi + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\psi + \delta) \sin(\beta + \psi)} \right]^2}$$

Hay que tomar en cuenta que la fuerza P_a actúa sobre el muro a una altura de $H/3$ con una inclinación δ respecto a la normal de la cara del muro en contacto con el suelo retenido.

Figura No. 22. Presión pasiva de Coulomb



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010).

5. Presiones laterales de la tierra con sismos. Durante los sismos, se generan aceleraciones horizontales y verticales que incrementan la presión activa fuera del muro de contención y disminuyen las presiones pasivas dentro del muro (Ou, 2006: 117). Para describir este tipo de comportamientos generalmente se utiliza el modelo descrito por Mononobe – Okabe en donde las presiones pasivas y activas de la tierra, bajo la influencia de sismos, se pueden calcular con las siguientes ecuaciones:

$$P_{aa} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_a$$

En donde el coeficiente de presión activa K_a se define como:

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

Y para el caso de la presión pasiva de la tierra:

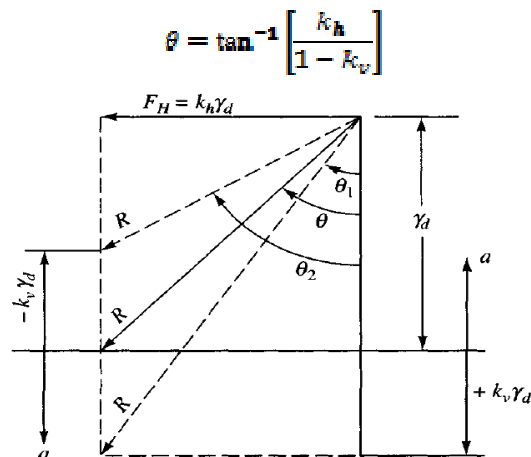
$$P_{ps} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_p$$

En donde el coeficiente de presión pasiva K_p se define como:

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

En estas ecuaciones el ángulo sísmico se define como una relación entre los coeficientes vertical y horizontal del sismo, como se puede observar en la figura 23, el ángulo sísmico queda definido como:

Figura No. 23. Descripción gráfica del ángulo sísmico.



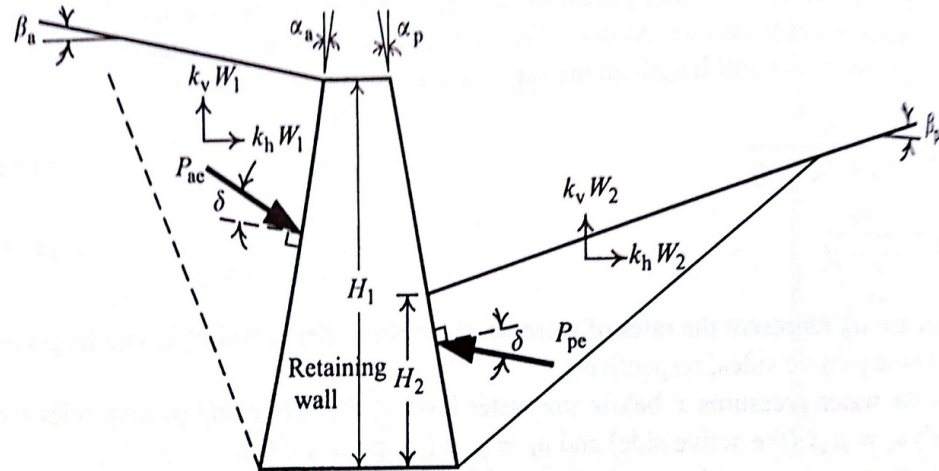
(Bowles, 1997)

Donde, k_v y k_h son los coeficientes vertical y horizontal de sismo que se definen como:

Figura No. 24. Presiones activa y pasiva bajo la influencia de sismos

$$k_h = \frac{\text{aceleración horizontal del sismo } (a_h)}{\text{aceleración de la gravedad } (g)}$$

$$k_v = \frac{\text{aceleración vertical del sismo } (a_v)}{\text{aceleración de la gravedad } (g)}$$



(Ou, 2006)

Al tener restricción de movimientos laterales con los muros de contención, la presión dinámica creada sobre el muro va a ser mayor respecto a los casos donde no se tiene una restricción de desplazamiento lateral. Según Chang-Yu Ou el coeficiente de sismo horizontal, k_h , se puede estimar como 1.5 veces la aceleración pico en el sitio a diseñar. Por otro lado, el coeficiente de sismo vertical, k_v , puede asumirse como la mitad de la aceleración de sismo vertical y para sismos ocurridos a una distancia considerable la influencia dinámica de este coeficiente se puede ignorar. Siempre se debe de determinar las aceleraciones del sitio a construir con criterios de servicio y análisis de riesgo.

La localización de la fuerza dinámica de presión activa sobre el muro depende del desplazamiento inducido hacia el muro durante el sismo. El desplazamiento generalmente considerado es el volteo respecto al pie del muro. Las presiones activa y pasiva estáticas, actúan a una altura de $H/3$, respecto a la base del muro. El incremento de las presiones debido al sismo actúa a una distancia de $2H/3$ medidos desde la base del muro. Joseph Bowles, sugiere que la fricción entre el muro y la masa de suelo se ignore durante condiciones dinámicas.

Para calcular el punto de acción de la carga dinámica de la presión activa resultante se puede determinar calculando el incremento de la presión ΔP_{ae} .

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

Como se explicó anteriormente, la fuerza de la presión estática se aplica a una altura de $H/3$ y la fuerza de la presión dinámica a $2H/3$, por lo que se colocan las fuerzas de P_a a una distancia de $H/3$ y a ΔP_{ae} a una distancia de $2H/3$. Con esto se puede localizar a la fuerza resultante a una altura definida como

$$\bar{x} = \frac{P_a \left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae} \left(\frac{2H}{3}\right)}{P_{ae}}$$

Este método se puede utilizar de la misma manera para localizar la presión pasiva dinámica resultante. Es importante considerar estos parámetros en el diseño de muros de contención, debido a que son estructuras permanentes.

a. Coeficientes sísmicos. En el apéndice A11.5.1 del AASHTO se indican diferentes métodos obtenidos para el cálculo de los factores sísmicos a utilizar en la ecuación propuesta por Mononobe – Okabe. Kavazanjian et al., (1997) definió una relación simplificada basada en el análisis de deslizamiento realizado por Newmark, asumiendo que la velocidad, cuando existe una falta de información histórica del suelo está definida como

$$k_h = 0.74 A_s \left(\frac{A_s d}{d}\right)^{0.35}$$

Donde A_s , es el coeficiente de aceleración definido por el PGA (Peak Ground Acceleration) y d , el desplazamiento lateral del muro de contención (AASHTO, 2012).

Por otro lado, el mismo autor nos indica que de manera práctica se puede utilizar el coeficiente horizontal del sismo como

$$0.54 A_m < k_h < 0.67 A_m$$

Donde A_m es el PGA del suelo.

C. Muros de contención

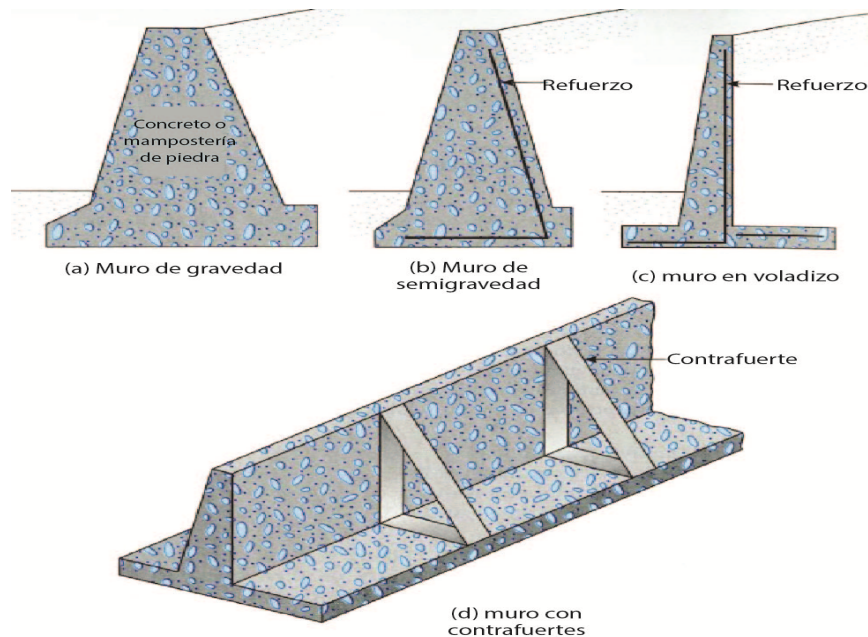
Los muros de contención son estructuras con el objetivo de proporcionar una resistencia o contención lateral hacia el suelo u otro material suelto. El peso y presiones del suelo retenido

tienden a empujar el muro, en donde existen diferentes tipos de fallas como lo son el volteo, desplazamiento o falla por capacidad de carga. Comúnmente se utilizan este tipo de estructuras, para ahorros en corte y relleno de terrenos naturales, en otros casos, se utilizan para muros en sótanos, contrafuertes en puentes, etcétera.

En el análisis de los muros de retención hay tres fuerzas que se deben de equilibrar, el peso desarrollado (cargas de gravedad del muro de concreto y suelo encima de la zapata), la presión lateral del suelo y la capacidad de soporte del suelo (Mc Cormac & Brown, 2011: 754). Además de esto se debe de asegurar la estabilidad y cumplimiento de normas por parte de los elementos de concreto que componen el muro de contención.

1. Tipos de muros de contención. Los muros de contención se pueden clasificar en dos categorías principales: muros de contención convencionales y muros de tierra estabilizados mecánicamente. En esta sección únicamente se abordaran temas respecto a los muros de contención convencionales. Para este tipo de muros de contención se tiene una clasificación por muros de tipo gravedad y tipo voladizo, en donde se pueden tener diferentes variaciones a lo largo de su distribución.

Figura No. 25. Tipos de muro contención.



a. Muros de contención de gravedad. Este tipo de muro de contención se construye generalmente de concreto simple y se usa para alturas de hasta 3 a 4 metros, ya que si se utilizan para alturas mayores la eficiencia del material deja de ser justificable. Depende únicamente de su peso y del suelo que descansa sobre el mismo para su estabilidad. Comúnmente es tan masivo que el uso de acero es innecesario. Este tipo de muros de contención también se pueden realizar de mampostería o piedra.

b. Muros de contención de semi-gravedad. Este tipo de muros de contención, se sitúan entre los muros tipo gravedad y tipo voladizo. Para estos casos, se utiliza una pequeña cantidad de acero para la construcción de los mismos, minimizando las secciones del muro. Dependen de su propio peso más el peso del suelo detrás del muro para proporcionar estabilidad.

c. Muros de contención tipo voladizo. Este es el tipo de muro de contención más común. Están hechos a base de concreto reforzado y poseen un tallo o vástago delgado y una losa de base o zapata. Las alturas para este tipo de muro de contención varían entre 3 a 8 metros, ya que después de esta altura pierden su ventaja económica.

d. Muros de contención con contrafuertes. Cuando se necesita construir muros de contención de alturas considerables, los momentos flexionantes en la unión del vástago con la zapata llegan a ser muy grandes. Por este motivo se debe de considerar refuerzos transversales que economizan la construcción de este tipo de estructuras, estos refuerzos son llamados contrafuertes y su función principal es enlazar el muro con la zapata. Con esto se logra reducir la fuerza cortante en la unión de estos dos elementos, así como también tener una mayor resistencia hacia los momentos flexionantes.

2. Estabilidad en los muros de contención. El factor de seguridad, también conocido como número de estabilidad N_s , está definido por la razón entre fuerzas resistentes y las fuerzas inducidas hacia algún elemento. Durante el diseño de los muros de contención se deben de cumplir con diferentes factores de seguridad mínimos para las fallas posibles del elemento. En esta sección, se identificarán los chequeos dentro del diseño de muros de contención y los factores de seguridad mínimos que se deben de presentar ante las fuerzas que actúan sobre los mismos.

$$FS = N_s = \frac{F_{resistente}}{F_{aplicadas}}$$

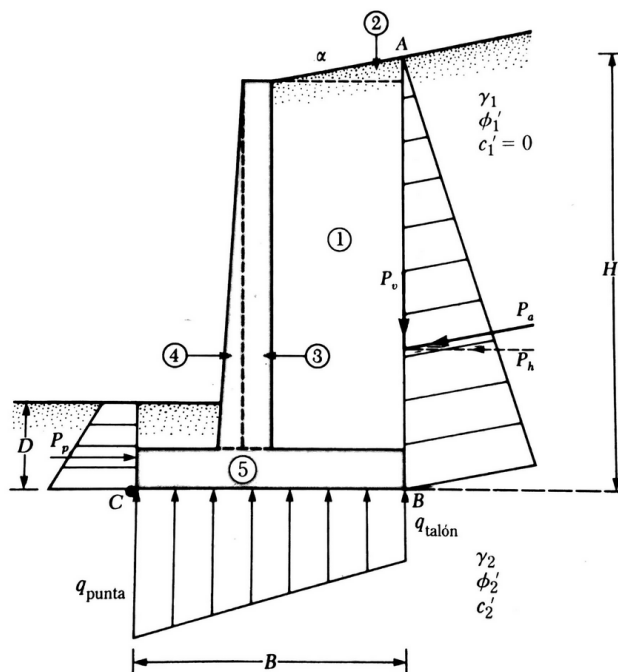
a. Revisión por volteo. Dentro de esta revisión, se debe de calcular el factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta del muro de contención, punto C en la Figura No. 21. Dentro de los momentos resistentes de desprecia la presión pasiva que actúa sobre la cara exterior del muro de contención, debido a que puede que no exista la rotación necesaria para que se ejecute el estado de presión pasiva en este punto del muro.

$$FS_{\text{volteo}} = N_{\text{volteo}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Donde M_o , son los momentos aplicados respecto a la punta del muro de contención y M_R , son los momentos resistentes aplicados respecto a la punta del muro.

Existe un rango del número de estabilidad que debe cumplir este tipo de falla. Según Braja Das (2010), el valor mínimo del chequeo por volteo debe de estar entre 2.0 a 3.0, por otro lado Joseph Bowles (1997) indica que el valor mínimo está en un rango de 1.5 a 2.0, tomando en cuenta siempre el nivel de importancia de la estructura el factor de seguridad se debe de acercarse hacia lo conservador. Robert Day (2006), indica al igual que Bowles, que el factor de seguridad mínimo debe de estar en un rango de 1.5 a 2.0.

Figura 1. Fuerzas aplicadas sobre un muro de contención en voladizo.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

b. **Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.** Al igual que la revisión por volteo, el factor de seguridad para el deslizamiento se expresa mediante la razón entre las fuerzas horizontales resistentes y las fuerzas horizontales de empuje sobre el muro de contención. Para este chequeo se deben tomar en cuenta las características del suelo en donde se apoya la cimentación del muro, ya que una de las fuerzas resistentes al deslizamiento es la fricción entre la losa de base y el suelo inmediatamente debajo de ella (Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010: 345).

$$FS_{\text{deslizamiento}} = N_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

Aplicando la relación utilizada para determinar la capacidad de resistencia al corte por parte de un suelo, se representa como:

$$s = \sigma' \tan \delta + c'_a$$

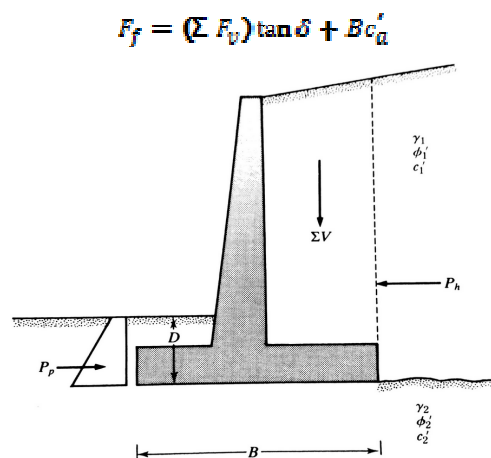
Donde δ es el ángulo de fricción entre el suelo y la base del muro de contención y c'_a es la adhesión entre el suelo y el cimiento del muro de contención.

Esta ecuación representa un esfuerzo, por lo que para obtener la fuerza resistente contra el deslizamiento por parte de la fricción del suelo con el cimiento del muro se debe de multiplicar por el ancho de la base, con lo obtendremos una unidad de fuerza por longitud aplicada.

$$F_f = s (B * 1) = B\sigma' \tan \delta + Bc'_a$$

Se conocen los esfuerzos o presiones verticales del suelo, por lo que $B\sigma' = \sum F_v$, y la ecuación descrita se expresa como:

Figura No. 27. Fuerzas consideradas para la revisión por deslizamiento a lo largo de la base.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

Joseph Bowles, indica que para las fuerzas verticales aplicadas, se debe de considerar no tomar en cuenta las sobrecargas, si estas son una carga viva, debido a que se desconoce si la carga contribuirá a la resistencia contra el deslizamiento al momento de la falla. Para el ángulo de fricción entre la cimentación y el suelo, se puede tomar al ángulo de fricción interna de suelo, ϕ , si el cimiento se funde en el lugar. Además la cohesión o adhesión entre el suelo y la cimentación se puede tomar de 0.6 a 0.8 veces el valor de la cohesión del suelo, para tener una referencia de la fuerza de fricción resistente.

Adicionalmente se agrega la fuerza de la presión pasiva aplicada sobre la cara exterior del muro, que incrementa la fuerza resistente al deslizamiento del muro. Por parte de las fuerzas de empuje sobre el muro, se debe de tomar en cuenta la componente horizontal de la fuerza de presión activa, en donde:

$$\Sigma F_d = P_a \cos \beta$$

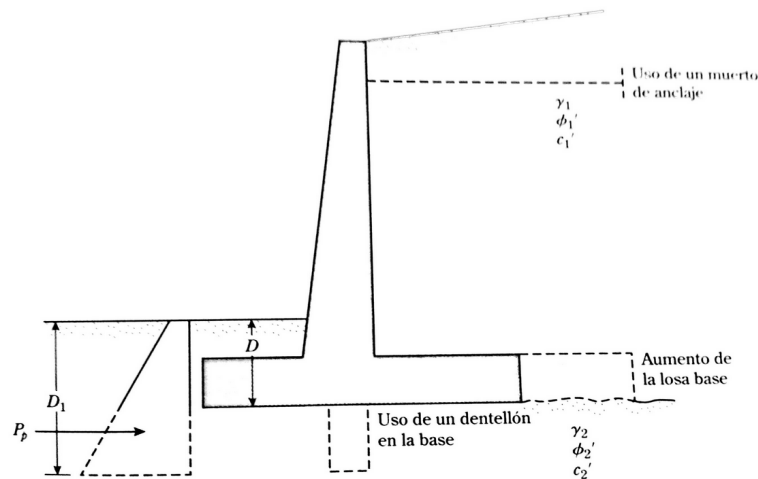
Donde β es en ángulo de inclinación del relleno detrás del muro de contención, respecto a la horizontal.

Para esta revisión, según Braja Das (2010) es necesario tener un mínimo de 1.5 para el factor de seguridad contra el deslizamiento del muro. Para Joseph Bowles (1997) el rango mínimo para el número de estabilidad es entre 1.25 a 2.0, dependiendo del grado de importancia de la estructura.

Aun tomando en cuenta estos factores de fuerzas resistentes, hay ocasiones en donde el chequeo no cumple con los requisitos mínimos de factor de seguridad, por lo que existen varias alternativas que incrementan las fuerzas resistentes, para darle una mayor estabilidad y seguridad al muro de contención. Algunas de las alternativas son:

- Incrementar el ancho de la cimentación, en este aspecto se aumenta el área de contacto con el suelo y por lo tanto la fuerza de fricción es mayor.
- Colocación de un diente o dique debajo de la losa base, como se observa en la Figura No. 28, se aumenta la presión pasiva actuando sobre el muro de contención, por lo que se obtiene mayor estabilidad.
- Utilización de anclajes.

Figura No. 28. Alternativas para incremento de factor de seguridad para deslizamiento.



(Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, 2010)

c. Revisión de falla por capacidad de carga. La presión vertical del muro de contención, se transmite directamente al suelo debajo del cimiento, que es el soporte que sostiene toda la masa de suelo retenido. Por esto mismo, la estabilidad se debe de revisar contra la capacidad de carga última del suelo. En la Figura No. 27 se pueden observar las cargas aplicadas sobre el muro de contención y las reacciones sobre el suelo debajo del cimiento.

Donde:

$$R = \Sigma V + P_h$$

El momento neto de estas fuerzas respecto a la punta del muro de contención se definen como

$$\Sigma M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_O$$

Para el brazo de este momento neto aplicado sobre el cimiento, respecto a la punta del muro de contención, se calcula:

$$\bar{X} = \frac{\Sigma M_{neto}}{\Sigma V} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

Con lo que se define que la excentricidad de la carga, medida desde el centro de la cimentación es igual a:

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X}$$

Braja Das, indica que para calcular la distribución de presiones debajo del cimiento se puede utilizar los principios básicos de mecánica de materiales, en donde se define que la carga q se puede describir como:

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

Donde I es la inercia de la sección por unidad de longitud de la base. Utilizando esta ecuación para las presiones de punta y talón, máxima y mínima respectivamente se obtiene:

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

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

Un dato importante y a tomar en cuenta es que la excentricidad de la carga aplicada sobre el cimiento no puede ser mayor a $B/6$, de lo contrario se generaría una presión negativa sobre el cimiento, que crea esfuerzos de tensión en el suelo, el cual no tiene ninguna capacidad de soportar este tipo de esfuerzos.

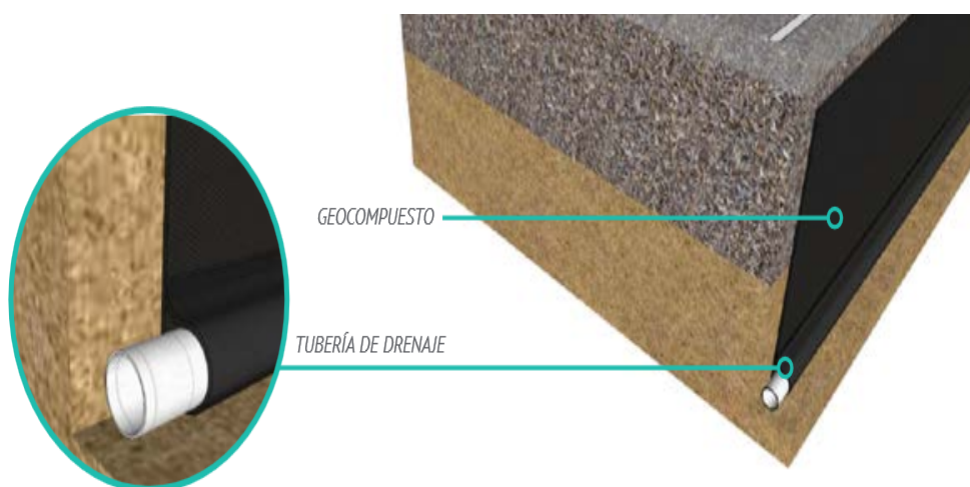
Es conveniente que la fuerza resultante se sitúe dentro del tercio medio de la longitud del cimiento, esto para que se puedan aplicar las ecuaciones mencionadas anteriormente. Si la fuerza se sitúa fuera de este rango se generarán cargas de tensión y dejarán de ser validas dichas ecuaciones. (McCormac & Brown, 2011: 396)

3. Drenajes y subdrenajes. Debido a precipitaciones, riego y otras condiciones que agreguen humedad, el relleno soportado por el muro de contención se puede saturar, incrementando la presión lateral sobre el muro. Esta condición es muy común y por lo mismo se deben de contemplar precauciones para no caer en situaciones de inestabilidad por parte del muro de contención. Los drenajes en los muros de contención sirven principalmente para liberar la presión de poro que se incrementa debido a estas saturaciones del suelo retenido.

Un sistema de subdrenaje eficiente debe estar compuesto por un medio filtrante y un sistema de evacuación del fluido. Generalmente, se utiliza grava o geocompuestos que permiten la captación y conducción del agua a través de ellos. Estos geocompuestos deben estar

conectados a una tubería, que es el sistema de evacuación, para desfogar la presión de poro aplicadas sobre el muro de contención en cuestión. Para el caso de drenajes se pueden utilizar barbacanas para la liberación de la presión de poro en contacto con el muro de contención, los cuales están compuestos por tubería con agujeros cubierta por un geocompuesto, el cual está en contacto con el suelo, con lo que se logra el drenaje de agua hacia fuera del muro de contención.

Figura No. 29. Sub-drenaje a base de geocompuesto



(Pavco, 2012).

D. Concreto

El concreto es una mezcla de arena, grava y otros agregados unidos mediante una pasta a base de cemento y agua. Es posible agregar aditivos a la mezcla para cambiar características físicas y químicas del concreto, como lo son la trabajabilidad, durabilidad, tiempo de fraguado, etc. (McCormac & Brown, 2011: 1)

El concreto posee por definición una alta resistencia a la compresión, pero una muy baja resistencia a la tensión. Por estos motivos se utiliza el concreto reforzado, el cual es una combinación de concreto y acero, bajo las circunstancias en que el acero trabaje sobre los esfuerzos de tensión aplicados sobre el concreto. Es importante mencionar que el acero también trabaja bajo esfuerzos de compresión, como se puede ver en el caso de columnas y otros miembros estructurales.

1. Ventajas y desventajas del concreto. El concreto es uno de los materiales con alta disponibilidad a lo largo de todo el mundo. Se puede utilizar en muchas aplicaciones, debido a ser un material universal en la construcción.

a. Ventajas del concreto. Algunas ventajas del concreto que se pueden mencionar según Jack McCormac son:

- Resistencia a compresión considerable en relación con su costo con materiales similares.
- Gran resistencia a las acciones de fuego y agua, mejor material estructural existente para presencia de agua. El concreto sirve de recubrimiento en incendios de intensidad media, en donde las varillas de refuerzo sufren daño superficial.
- El concreto otorga gran rigidez a las estructuras.
- El mantenimiento es casi nulo en estructuras de concreto.
- Larga vida de servicio, la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, sino que aumenta con los años, esto debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.
- Material más económico para la construcción de zapatas, losas de cimentación, muros de sótano, pilotes y construcciones similares en contacto con el suelo y humedad.
- Se puede otorgar al concreto una infinidad de formas a lo largo de las obras de construcción.
- Para la elaboración de concreto es necesario materiales simples que pueden ser encontrados localmente como lo son la arena, grava y agua. Además requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento para su elaboración.
- La mano de obra para la colocación de este material no debe de ser muy calificada como en el caso del acero estructural.

b. Desventajas del concreto. Por otra parte, el concreto no es un material perfecto, por lo que a continuación se mencionan algunas de sus desventajas:

- El concreto tiene una resistencia baja a la tensión, por lo que se necesita el uso de refuerzo para estos esfuerzos.
- Es necesario el uso de formaletas y puntales, para mantener el concreto en posición hasta que el mismo haya adquirido la resistencia

necesaria para sostenerse por sí mismo. Esto genera un sobre costo en las estructuras que debe de tomarse en cuenta.

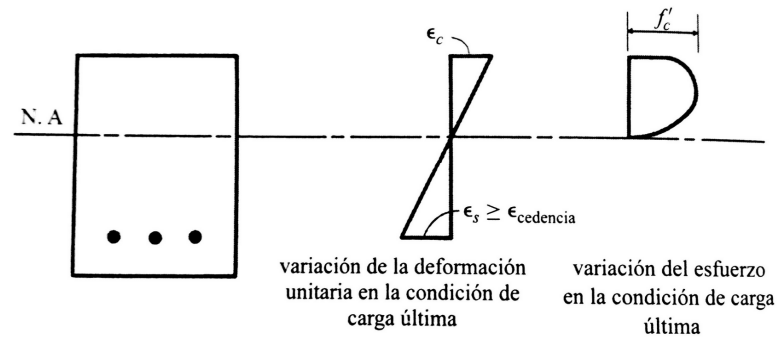
- La baja resistencia del concreto por unidad de peso conduce a miembros pesados, lo cual genera un impacto en claros grandes donde el peso propio del concreto induce momentos flexionantes importantes.
- Las propiedades de concreto varían ampliamente, debido a es un material heterogéneo y existen modificaciones en su proporción y mezclado.

2. Diseño de concreto según ACI 318-11. El diseño de estructuras de concreto reforzadas en Estados Unidos, a lo largo de todo el siglo XX hasta los años 60's se realizó aplicando el método de diseño de esfuerzos de trabajo, ASD (Allowable Stress Design) en donde se calculan las cargas de servicio a ser soportadas y luego se determina el tamaño de los miembros de la estructura, de manera que los esfuerzos no excedieran ciertos valores limites o permisibles dentro del diseño de los mismos (McCormac & Brown, 2011: 63).

Desde 1963 se utiliza el método de diseño por resistencia última, LRFD (Load and Resistance Factor Design), ya que tiene un enfoque más racional que el método ASD, con lo que se logran diseños más económicos, utilizando un concepto más realista de seguridad. En este método de diseño las cargas actuantes se multiplican por ciertos factores, llamadas cargas factorizadas, con lo que se diseñan los miembros para que teóricamente fallen bajo ciertas combinaciones de cargas factorizadas.

a. Flexión. A lo largo de diferentes estudios sobre el comportamiento del concreto y sus deformaciones unitarias se ha llegado a la conclusión que las mismas varían en proporción a las distancias respecto al eje neutro. Sin embargo esto se cumple únicamente hasta que el esfuerzo máximo es igual o aproximadamente $0.5 f'_c$ (McCormac & Brown, 2011:66). Cuando se alcanzan esfuerzos mayores, las variaciones de deformación unitaria y esfuerzos se comportan como la siguiente figura.

Figura No. 30. Variación de deformación y esfuerzos en bloque de concreto.

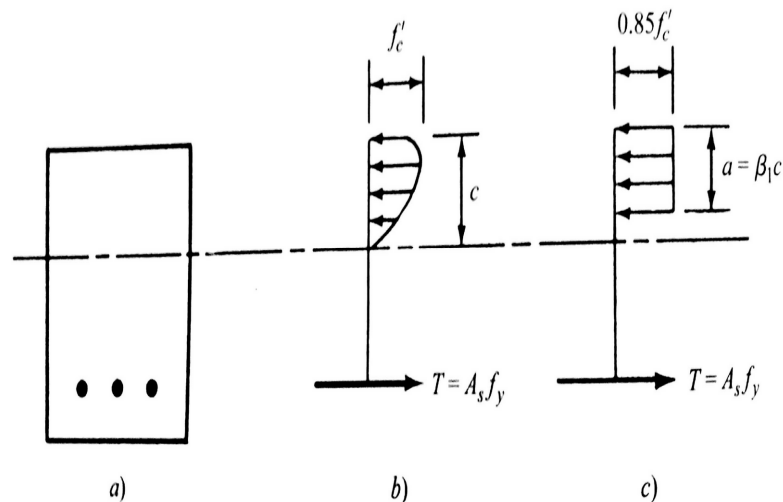


(McCormac & Brown, 2011)

Esta distribución de deformación y esfuerzos varía según el caso en estudio, en donde se toman en cuenta magnitud e historial de cargas en el elemento, así como contracción, revenimiento, tamaño de agregado, separación de grietas de tensión y muchos elementos que hacen que la distribución de la gráfica cambie. Debido a que este modelo matemático varía respecto a cada caso, es necesario sustentar el diseño de resistencia en una combinación de teoría y resultados experimentales.

En 1942, Whitney reemplazó el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0.85 f'_c$, y altura $a = \beta_1 c$. El área de este bloque rectangular debe de ser igual a la del bloque curvo mostrado en la Figura No. 27 (b).

Figura No. 31. Bloque rectangular de esfuerzos de Whitney



(McCormac & Brown, 2011)

Los valores de β_1 , están dados en el código ACI 318, en donde para concretos de f'_c menores a 4000 psi este valor es de 0.85, de lo contrario está definido como la siguiente ecuación:

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right) (0.05) \geq 0.65$$

Con base en esta hipótesis, se describen las ecuaciones de estática para determinar el momento resistente producido por la sección diseñada. La resistencia utilizable a flexión de un miembro está definida por ϕM_n , el cual debe de ser mayor al momento factorizado calculado M_u .

$$\phi M_n \geq M_u$$

En la Figura No. 27 (c) se observan las fuerzas en el par, por lo que se puede despejar por estática, la longitud del área definida por Whitney, como:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes que el concreto alcance su resistencia última, el valor del momento nominal M_n se puede escribir como (McCormac & Brown, 2011:67),

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Así queda un momento resistente de:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Se debe de tomar en cuenta al momento del diseño por flexión el acero mínimo y máximo a utilizar. Si el momento resistente último de la sección es menor que su momento de agrietamiento, la sección fallará tan pronto como se forme una grieta en la sección. Para impedir esta posibilidad el ACI especifica una cantidad mínima de refuerzo en los elementos sometidos a esfuerzos de flexión (ACI, 2011).

$$A_{smin} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{200bd}{f_y}$$

Para el caso del acero máximo, se analiza para la cuantía balanceada de la sección, esta cuantía es el porcentaje de acero necesario en un diseño balanceado. Para tal elemento, bajo las cargas ultimas, teóricamente el concreto fallará y el acero cederá simultáneamente (McCormac & Brown, 2011: 74). Si se utiliza más acero del necesario, se puede llegar a dar el caso en donde la falla en el concreto ocurra, de manera repentina, sin que necesariamente el acero ceda. Este caso se debe evitar ya que las fallas del concreto generalmente son explosivas y causarían el fallo de la estructura.

b. Corte. A pesar de que se ha realizado bastante investigación respecto al cortante y tensión diagonal en las vigas de concreto reforzado, no se ha podido proporcionar una explicación convincente sobre el mecanismo de falla involucrado. Como consecuencia, los procedimientos de diseño se basan principalmente en datos de pruebas realizadas (McCormac & Brown, 2011: 221).

La resistencia cortante de un elemento se define como la resistencia provista por el concreto y el refuerzo del mismo. Definido como:

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia del diseño por cortante de un elemento debe de ser igual o menor a la fuerza cortante factorizada, V_u en donde:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

Como se indicó anteriormente, el diseño por corte está basado en pruebas realizadas y por lo mismo, la resistencia suministrada por el concreto, V_c , se considera una resistencia de esfuerzo cortante medio, multiplicado por la sección transversal del miembro.

$$V_c = 2\lambda \sqrt{f'_c} b d$$

El corte proporcionado por el acero se define como:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

El ACI 318, establece ciertos requisitos cuando se requiere esfuerzos por cortante, ya que si la cantidad de refuerzo es muy baja, esta puede fluir o fallar inmediatamente después de la formación de alguna grieta inclinada en el elemento (ACI, 2011). Por lo que define una cantidad mínima de refuerzo en el elemento,

$$A_{svmin} = \frac{0.75\sqrt{f'_c} b s}{f_y} \geq \frac{0.5 b s}{f_y}$$

Un estribo no puede soportar un cortante a menos que lo cruce una grieta inclinada. Por esto, para asegurarse que toda grieta a 45° es interceptada al menos por un estribo, la separación máxima de los estribos permitida por el código es 2 veces el peralte efectivo de la sección o 24 pulgadas, el valor que sea menor. Sin embargo si la resistencia cortante del acero

Vs excede a $4\sqrt{f'_c} b d$, estas separaciones máximas se deben de reducir a la mitad (McCormac & Brown, 2011: 229).

3. Concreto pre esforzado. El pre-esfuerzo es crear un estado de esfuerzo dentro de un material para que el rendimiento del mismo mejore considerablemente. Esta metodología es generalmente aplicada en concreto, pero se puede aplicar en elementos de madera, piedra, mampostería (ladrillos) y suelos. (Gerwick, 1993) El principio de pre-esfuerzo no se utiliza únicamente en una pre-compresión de los elementos, existen ciertas aplicaciones en donde el elemento estará sobre grandes esfuerzos de compresión, por lo que se le aplica un pre-esfuerzo de tensión.

El pre-esfuerzo de los elementos generalmente se realiza con tendones de acero, los cuales se esfuerzan y luego se anclan al material, transmitiendo los esfuerzos hacia los elementos deseados. Hay que tomar en cuenta que el pre-esfuerzo no es un estado de esfuerzo permanente, ya que tanto el concreto y el acero se deforman plásticamente cuando están cargados bajo un esfuerzo continuo. (Gerwick, 1993)

Dentro del pre-esforzado existen dos diferentes técnicas que se pueden aplicar para transmitir el esfuerzo hacia el elemento de concreto, estas técnicas son el pre-tensionado y post-tensionado.

a. Ventajas y desventajas del pre esforzado

- Ventajas

El pre esforzado de elementos de concreto, se puede utilizar en secciones transversales enteras, en donde se tienen cargas de flexión, tensión y/o compresión. Con lo que se logra reducir el área transversal, para soportar las mismas o mayores cargas.

Una de las principales ventajas es que estas secciones no se agrietan bajo cargas de trabajo, por lo que son más impermeables (McCormac & Brown, 2011:560). Al tener menos

grietas a lo largo del elemento el mantenimiento del mismo es menor y se tienen ahorros en este tipo de costos.

Cuando se tienen grandes cargas sobre los elementos, las deflexiones en algunos casos son visibles, por lo que este tipo de técnica reduce considerablemente las deflexiones de los elementos.

Jack McCormac, menciona también varias ventajas que se listan a continuación:

- Reducción de esfuerzos en tensión diagonal.
- Secciones más rígidas bajo cargas de trabajo.
- Mayor resistencia a fatiga e impacto.

- Desventajas

Dentro de las desventajas de la utilización de la metodología del pre esforzado es que se requiere la utilización de materiales de alta resistencia (concreto y acero). Además de esto, la formaleta a utilizar para estas técnicas, lleva un mayor grado técnico que el encofrado tradicional.

Algunas desventajas mencionadas por Jack McCormac son:

- Requiere control de calidad más estricto en el proceso de fabricación de los elementos.
- Pérdidas de fuerzas de pre esfuerzo inicial, debido a acortamiento de cables.
- Costo de dispositivos de anclaje terminales y placas de extremos en vigas o elementos a pre esforzar son elevados.

b. Concreto pre-tensionado. Para esta técnica de pre-esfuerzo se esfuerzan los tendones de acero de alta resistencia utilizando apoyos externos al elemento a pre-esforzar. Se funde el elemento normalmente y se espera a que el concreto llegue a una resistencia cercana a su resistencia última. Por último se sueltan los apoyos que tensionaban el acero de alta resistencia, permitiendo que el esfuerzo de compresión se distribuya a lo largo del elemento fundido.

c. Concreto post-tensionado. En este caso el post-tensionado es la imposición de pre-esfuerzo mediante tendones cuando el concreto ya está endurecido y con su resistencia última alcanzada. En estos casos es muy usual utilizar ductos de acero, para luego colocar los tendones y apoyos para generar los esfuerzos sobre los mismos. (Gerwick, 1993)

d. Aplicación de pre-esfuerzo por etapas. Es la aplicación de pre-esfuerzo mediante etapas para evitar sobre esfuerzos en el elemento y no provocar grietas en el concreto, antes de la aplicación de la carga para el cual fue diseñado. Estas cargas se deben de considerar al momento del diseño estructural de los elementos, para no dañar la integridad de los mismos.

4. Concreto prefabricado. Los elementos de concreto prefabricado, consisten en la fundición de concreto en una forma específica, previo a la colocación en el sitio donde será utilizado. Generalmente los elementos de concreto prefabricado son fundidos en planta, aunque se puede realizar el mismo procedimiento en el lugar donde será utilizado. Estos elementos, pueden estar reforzados con barras de acero convencionales, cables de alta tensión o una combinación de estas metodologías.

a. Ventajas del prefabricado. Utilizar elementos de concreto reforzado genera un amplio margen de ventajas y beneficios hacia la funcionalidad permanente del proyecto. Uno de los beneficios más importantes para este tipo de elementos es la rapidez de construcción y erección de estructuras. La fabricación de los elementos prefabricados para la construcción de un proyecto se puede empezar en el proceso de cimentación y movimiento de tierras, esto da una ventaja significativa para el contratista a recortar tiempos en el proceso de construcción.

Este tipo de elementos son fáciles de colocar en el sitio, acortando tiempos de semanas del cronograma contemplado. Se logra un ritmo de trabajo para que los contratistas de acabados interiores empiecen a trabajar lo antes posible. Además de esto se reducen los riesgos y costos del proyecto al tener un mejor y mayor control sobre los materiales y técnicas utilizadas.

Otro beneficio del concreto prefabricado es que, al ser elementos fundidos en planta, no se tiene una preocupación por climas inaccesibles para fundiciones in situ, lo que genera menos pérdidas por imprevistos y se gana una mejor calidad de producto (PCI, 2009). Se ahorra tiempo por este tipo de retrasos climatológicos, que no necesariamente son un error o descuido por parte del constructor. Los elementos de concreto prefabricado pueden ser erigidos en tiempos de invierno, para cumplir con cronogramas apretados o complicados. Dentro de los beneficios se pueden mencionar varios temas, los cuales se detallan a continuación:

1) Producción y calidad controlada. La fundición de elementos en una planta con controles de calidad, provee una alta confiabilidad en el respaldo del producto terminado. Este tipo de calidad da muchas ventajas que benefician a los proyectos en varias maneras.

Al tener más control sobre un material tan heterogéneo como lo es el concreto, se pueden obtener resultados mejores de resistencia que las fundiciones in situ. Esto reduce las tolerancias de los elementos y la rapidez en el levantamiento de la estructura, ya que en el terreno a construir pueden surgir varias condiciones, que impliquen retos y dificultades para lograr buenos resultados.

Un importante y beneficioso punto del concreto prefabricado, es la impermeabilidad de los elementos, ya que como se tiene un mayor control durante el fraguado y curado de la fundición, las fisuras por contracción del concreto son menores y son tratadas, lo que evita que la humedad ingrese a la estructura.

2) Sostenibilidad. Utilizar elementos de concreto prefabricado ayuda a que no exista un desperdicio dentro de la fabricación de los mismos, utilizando materiales oriundos, se disminuye la contaminación de transporte de materiales. Además de esto, dentro de la fundición se pueden utilizar ceniza, reduciendo la utilización del cemento en la mezcla. Los elementos de concreto prefabricado ofrecen durabilidad, lo que significa que menos productos químicos son necesarios para mantenerlos limpios y cuidados. Por parte de los trabajadores, se asegura que la trabajabilidad con estos elementos es más rápida, segura y saludable para ellos.

3) Economía. La rapidez en la construcción utilizando elementos de concreto prefabricado, reduce considerablemente el tiempo estipulado de finalización del proyecto, lo que resulta en menos gastos indirectos del proyecto. Además de esta gran ventaja, la responsabilidad de la calidad de los elementos incumbe a los fabricantes de los elementos, por lo que se tiene menos riesgo de tener gastos por imprevistos.

Otro beneficio económico es que estos elementos combinan componentes estructurales con arquitectónicos, unificados en una pieza integral. El tamaño del cimientto de la estructura se ve considerablemente afectado en tamaño, reduciendo costos en este rubro. En general la estructura utilizando elementos de concreto prefabricado reduce el peso y por tanto el costo del mismo.

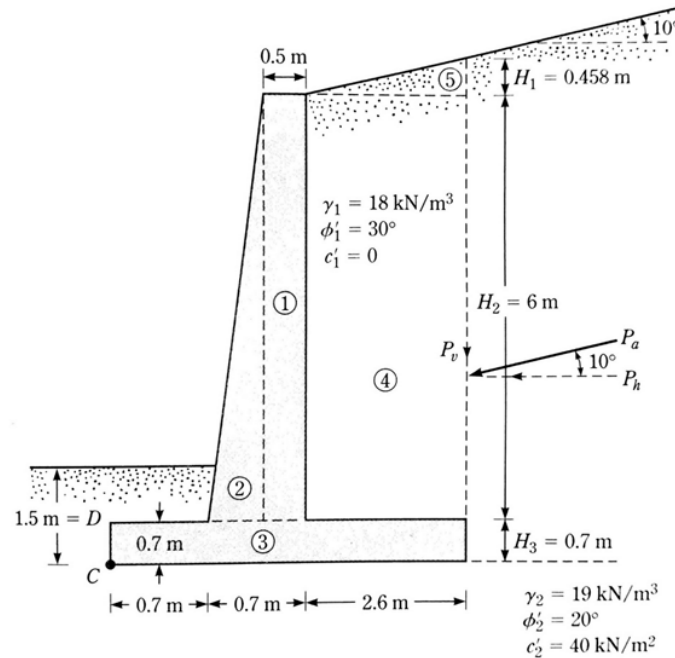
b. Aspectos a tomar en cuenta durante la construcción. Para aprovechar todo el potencial de los elementos de concreto prefabricado, es necesario diseñar las estructuras, en base a estos elementos. ¿Por qué es necesario esto? Cuando se toma en cuenta la utilización de elementos prefabricados desde el proceso de diseño estructural de un proyecto se pueden llegar a ampliar las luces entre columnas, reducir el tamaño de cimentaciones y agilizar el tiempo de construcción. Si esta planificación previa no existe y se quiere adaptar los diseños hacia elementos prefabricados no se potencializa todas las ventajas que puede otorgar este tipo de elementos que brindan una mayor calidad y seguridad en el proceso constructivo de estructuras.

El instituto de concreto prefabricado y presforzado (PCI) recomienda que, al diseñar con concreto prefabricado, se deben incluir diferentes aspectos en el diseño para que los elementos utilizados cumplan con los requisitos del proyecto, suelo, aspectos de viento y sismo que puedan afectar la región. Algunos de los temas a tomar en cuenta durante el diseño son los siguientes:

- Resistencia de la mezcla de concreto.
- Modulación de los elementos.
- Longitud de luces entre columnas.
- Optimización de elementos (proceso repetitivo).
- Transporte.
- Requisitos sísmicos y de viento.
- Acabados arquitectónicos deseados (fachadas).
- Planificación de armado en obra (montaje de la estructura).
- Optimización del costo de elementos.

Otras consideración durante el montaje es, que se deben de tomar en cuenta edificaciones cercanas que pueden afectar o dificultar el paso del transporte de los elementos hacia el sitio de construcción. Usualmente se debe de tener una bodega cercana al lugar de construcción, para tener una mejor coordinación al momento del transporte de elementos.

E. Ejemplo de chequeo de estabilidad para un muro de contención en voladizo



$$c'_1 := 0 \quad c'_2 := 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \beta := 10^\circ$$

$$\phi'_1 := 30^\circ \quad \phi'_2 := 20^\circ \quad \delta := \frac{2}{3} \phi'_2 = 13.333 \text{ deg}$$

$$\gamma_1 := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_2 := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad c'_a := \frac{2}{3} c'_2 = 26.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Altura muro

$$H_1 := 2.6 \text{ m} \cdot \tan(\beta) = 0.458 \text{ m} \quad H_2 := 6 \text{ m} \quad H_3 := 0.7 \text{ m}$$

$$H' := H_1 + H_2 + H_3 = 7.158 \text{ m}$$

Dimensiones zapata

$$B_1 := 0.7 \text{ m} \quad B_2 := 0.7 \text{ m} \quad B_3 := 2.6 \text{ m} \quad B := B_1 + B_2 + B_3 = 4 \text{ m} \quad D := 1.5 \text{ m}$$

Fuerza activa de Rankine

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot H'^2 \cdot K_a \quad K_a := \cos(\beta) \cdot \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos(\beta)^2 - \cos(\phi'_1)^2}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos(\beta)^2 - \cos(\phi'_1)^2}} = 0.35$$

$$P_a := \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot H'^2 \cdot K_a = 161.195 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componentes de la fuerza activa sobre el muro

$$P_v := P_a \cdot \sin(\beta) = 27.991 \frac{kN}{m} \quad P_h := P_a \cdot \cos(\beta) = 158.746 \frac{kN}{m}$$

$$\gamma_{concreto} := 23.58 \frac{kN}{m^3}$$

Sección	Área (m ²)	Peso/long (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m/m)
1	3.00	70.74	1.15	81.35
2	0.60	14.15	0.83	11.79
3	2.80	66.02	2.00	132.05
4	15.60	280.80	2.70	758.16
5	0.60	10.72	3.13	33.54
	Pv	28.03	4.00	112.12
	ΣV	470.46	ΣM	1129.01

Outputs

$$\Sigma M_R := excel_{\text{"E8:E8"}} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \Sigma V := excel_{\text{"C8:C8"}} \frac{kN}{m}$$

Revisión contra volteo

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{M_0}$$

$$\Sigma M_0 := P_h \cdot \left(\frac{H'}{3} \right) = 378.793 \frac{kN \cdot m}{m} \quad FS_{volteo} := \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_0} = 2.981$$

$$Chequeo_{volteo} = \text{"OK"}$$

Revisión contra deslizamiento

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\Sigma V) \tan(\delta) + B \cdot c'_a + P_p}{P_a \cdot \cos(\beta)}$$

$$K_p := \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'_2}{2} \right)^2 = 2.04$$

$$P_p := \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_2 \cdot D^2 + 2 c'_2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot D \quad P_p = 214.974 \frac{kN}{m}$$

$$FS_{deslizamiento} := \frac{(\Sigma V) \tan(\delta) + B \cdot c'_a + P_p}{P_a \cdot \cos(\beta)} = 2.729$$

$$Chequeo_{deslizamiento} = \text{"OK"}$$

Revisión por capacidad de carga

$$FS_{carga} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Asumiendo un terreno con capacidad $q_u := 575 \frac{kN}{m^2}$

$$q_u = 64.633 \frac{tonf}{m^2}$$

$$e := \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V} = 0.405 \text{ m}$$

Chequeo_e = "OK"

$$q_{punta} := \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e}{B} \right) = 189.128 \frac{kN}{m^2} \quad q_{talon} := \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e}{B} \right) = 46.102 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{max} = 189.128 \frac{kN}{m^2}$$

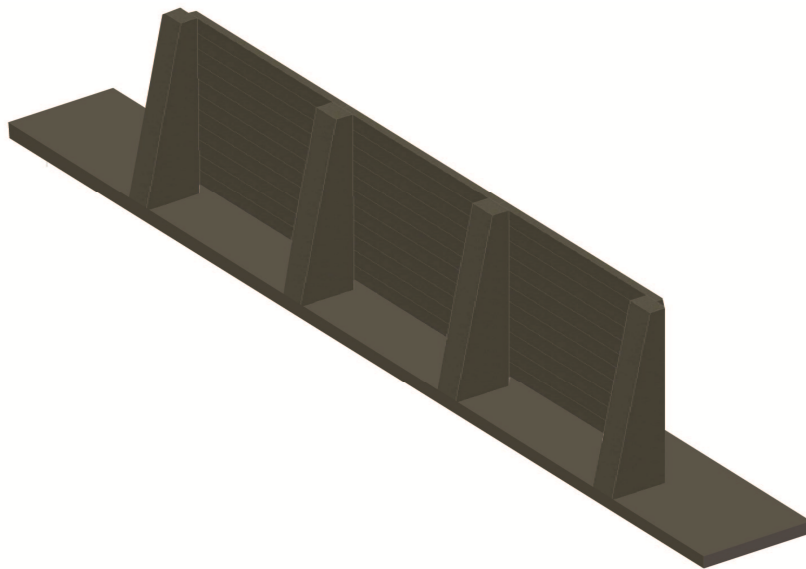
$$FS_{carga} := \frac{q_u}{q_{max}} = 3.04$$

Chequeo_{carga} = "OK"

IV. PROPUESTA GEOMÉTRICA DE SISTEMA CONSTRUCTIVO

El sistema constructivo del muro de contención en cuestión está basado en contrafuertes y planchas de concreto. Esta metodología permite tener un proceso constructivo más eficiente y simple. Los contrafuertes se diseñaron para resistir los esfuerzos de flexión y corte transmitidos por parte de las planchas de concreto. Estas planchas de bajo peso, están diseñadas únicamente para la transmisión de los esfuerzos de flexión y corte hacia los postes o parales de concreto.

Figura No. 32. Propuesta de metodología constructiva.



El sistema de muro de contención está conformado por tres elementos principales, el contrafuerte, el cimiento y las planchas. En la figura se puede observar un esquema inicial de la idea del muro de contención, en donde se pretende simplificar el método constructivo de los muros de contención, para un rápido montaje de las piezas prefabricadas. Con esto se quiere agilizar el montaje y consecuentemente disminuir costos indirectos del trabajo de mano de obra y supervisión de la construcción.

Debido a que la presión lateral del suelo aumenta con el incremento de la altura del muro de contención, se tienen previstos diferentes tipos de planchas según la altura del muro de contención. Esto ayuda sustancialmente en el proceso constructivo, debido a que las planchas de concreto, serán más maniobrables por personal y no será necesario el uso de maquinaria para su montaje.

La separación entre postes se estableció de dos metros. Se escogió esta separación debido a que es la longitud máxima de planchas para que las mismas tengan un peso considerable y manejable por personal. Además de esto se espera tener un ancho tributario de la misma longitud y abarcar con mayor rapidez tramos de mayor longitud. Dichos contrafuertes tendrán esperas en su base para ser anclados en el cimiento corrido a fundir, lo que dará un desarrollo de las varillas a lo largo de los elementos y funcionarán como elementos monolíticos.

V. DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO PARA MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

Basado en el esquema mostrado en el capítulo anterior, de la propuesta de la geometría del sistema constructivo y elementos de concreto prefabricado, se analizarán los esfuerzos aplicados sobre dichos elementos y como optimizar la construcción y montaje de este sistema.

En esta sección del trabajo, se mostrarán los cálculos realizados para la construcción de los elementos que componen los muros de contención en cuestión. Dentro de la memoria de cálculo realizada se podrán encontrar la siguiente información:

- Análisis e integración de cargas laterales del suelo.
- Análisis de estabilidad local de muro de contención.
- Diseño de contrafuerte o vástago.
- Diseño de cimiento.
 - Diseño del talón.
 - Diseño de la punta.
 - Diseño de diente debajo del cimiento.
- Diseño de planchas.
 - Diseño sin pre-esfuerzo.
 - Diseño utilizando pre-esfuerzo.

Esto se realizó, basado en los requerimientos mínimos por diversas normativas nacionales e internacionales, en donde se puede mencionar el ACI 318-11, NSE AGIES 2010, IBC 2009 y ASCE 7-10. Cabe mencionar que es posible realizar este tipo de elementos para alturas mayores, tomando en cuenta todos los requerimientos del diseño.

A. Memoria de cálculo para muro de contención en voladizo utilizando elementos de concreto prefabricado

1. Propiedades materiales

a. Acero y concreto

$$f'_c := 4000 \text{ psi} \quad f_y := 60000 \text{ psi} \quad f_{yt} := 40000 \text{ psi} \quad E_s := 29000 \text{ psi}$$

$$E_c := 57000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} = (3.605 \cdot 10^6) \text{ psi} \quad \gamma_{\text{concreto}} := 23.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c > 4 \text{ ksi}, 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 4 \text{ ksi})}{\text{ksi}}, 0.85 \right)$$

b. Suelo retenido

$$\phi'_1 := 30^\circ \quad c'_1 := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma'_1 := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 101.854 \text{ pcf} \quad \beta := 8^\circ$$

c. Suelo debajo del cimiento

$$\phi'_2 := 30^\circ \quad c'_2 := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma'_2 := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 101.854 \text{ pcf}$$

d. Muro de contención

1) Cimiento

$$B_1 := 0 \text{ m} \quad \text{punta} \quad t_c := 0.25 \text{ m} \quad \text{espesor de cimiento}$$

$$B_2 := 0.5 \text{ m} \quad \text{espesor vástago en base} \quad d_c := t_c - 2 \text{ in} = 0.199 \text{ m}$$

$$B_3 := 1.55 \text{ m} \quad \text{talón} \quad D := 0.5 \text{ m} \quad \text{profundidad de cimiento}$$

$$B := B_1 + B_2 + B_3 = 2.05 \text{ m} \quad t_d := 0.50 \text{ m} \quad \text{diente}$$

2) Vástago

$$H := 3.5 \text{ m} \quad \text{toma en cuenta prof cimiento} \quad \delta := \frac{2}{3} \phi'_1 = 20 \text{ deg} \quad \alpha := 0^\circ$$

$$t_{vmin} := 0.50 \text{ m} \quad \text{espesor de vástago en punta} \quad b_{vas} := 0.25 \text{ m} \quad \text{ancho de vástago}$$

$$t_{vmax} := B_2 \quad \text{espesor de vástago en la base} \quad d_{vas} := t_{vmin} - 1 \text{ in}$$

e. Sobrecargas del muro

$$q := 100 \text{ psf} = 4.788 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad l_{\text{carga}} := 10 \text{ m}$$

$$l_q := \min(l_{\text{carga}}, H \cdot \cos(45^\circ)) = 2.475 \text{ m}$$

2. Presión del suelo - análisis estático

a. Presión activa de Rankine

$$\sigma'_a = K'_a \cdot \gamma \cdot z$$

$$P_a = K'_a \cdot \frac{1}{2} \cdot z^2 \cdot \gamma$$

Ecuaciones según correcciones de Mazindrani y Granjali (1997)

$$K'_a = \frac{1}{\cos(\phi')^2} \cdot \left(2 \cdot \cos(\beta)^2 + 2 \left(\frac{c'}{\gamma \cdot z} \right) \cdot \cos(\phi') \cdot \sin(\phi') - \sqrt{4 \cdot \cos(\beta)^2 (\cos(\beta)^2 - \cos(\phi')^2) + 4 \left(\frac{c'}{\gamma \cdot z} \right)^2 \cos(\phi')^2 + 8 \left(\frac{c'}{\gamma \cdot z} \right) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \sin(\phi') \cdot \cos(\phi')} \right) - 1$$

$$K'_{adis} := K'_a(\phi'_1, \beta, c'_1, \gamma'_1, H + t_c) = 0.347$$

$$\sigma := \sigma'_a(\gamma'_1, H + t_c) = 20.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_a := P'_a(\gamma'_1, H + t_c) = 39.019 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_a := \frac{H + t_c}{3} = 1.25 \text{ m} \quad \text{Centroide de aplicación de la fuerza } P_a$$

$$P_{av} := P_a \cdot \sin(\beta) = 5.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad P_{ah} := P_a \cdot \cos(\beta) = 38.639 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b. Presión pasiva de Rankine

$$K_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'_2}{2}\right)^2 = 3 \quad H_p := \frac{t_c + t_d}{3} = 0.25 \text{ m}$$

$$P_p := \left(\frac{1}{2} K_p \cdot \gamma'_2 \cdot (t_c + t_d)^2 + 2 c'_2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot (t_c + t_d) \right) P_p = 18.696 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c. Presión debido a sobrecarga

$$P_{qh} := q \cdot (H + t_c) \cdot K'_{adis} = 6.228 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad H_q := \frac{H + t_c}{2} = 1.875 \text{ m}$$

$$P_{qv} := q \cdot B_3 = 7.421 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3. Presión del suelo - análisis dinámico

a. Presión activa en sismo de Mononobe - Okabe

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 (1 - k_v) \cdot K_{ae}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos(\phi - \alpha_a - \theta)^2}{\cos(\theta) \cos(\alpha_a)^2 \cos(\delta + \alpha_a + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta_a - \theta)}{\cos(\delta + \alpha_a + \theta) \cos(\beta_a - \alpha_a)}} \right)^2}$$

$$k_h = \frac{a_h}{g} \quad a_h \text{ es la aceleración horizontal del sismo}$$

$$k_v = \frac{a_v}{g} \quad a_v \text{ es la aceleración vertical del sismo}$$

Obtención de parámetros de diseño (aceleraciones del sismo)

Para el sector más crítico en Guatemala, según AGIES

$$S_{cr} := 1.55 \text{ g} \quad S_{1r} := 0.55 \text{ g} \quad \text{Parámetros de zonificación sísmica AGIES}$$

$$\text{Sitio} = D \quad I_o := 4$$

Coefficientes de ajuste por sitio

4.3.3.5 Coeficiente de Sitio F_s

Tabla 4-2

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

(AGIES NSE 2, 2010)

$$F_a := 1$$

4.3.3.6 Coeficiente de Sitio F_v

Tabla 4-3

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

(AGIES NSE 2, 2010)

$$F_v := 1.5$$

$$K_d := \frac{2}{3} \quad \text{Factor de escala para sismo ordinario AGIES}$$

Calibración de los espectros para el parametro de diseño

$$S_{cd} := K_d \cdot S_{cr} = 1.033 \quad S_{1d} := K_d \cdot S_{1r} = 0.367$$

Aceleración máxima de Suelo

$$AMS_d := 0.4 \cdot S_{cd} = 0.413 \quad PGA := AMS_d$$

Aceleración vertical del sismo

$$S_{vd} := 0.15 \cdot S_{cd} = 0.155 \text{ g} \quad a_v := S_{vd}$$

Coefficientes de sismo

$$k_h := 0.67 \text{ PGA} \quad \text{Según Kavazanjian (1997)}$$

$$k_v = \frac{0.5 \cdot a_v}{g} \quad \text{Si el sismo ocurre a una distancia considerable, se puede asumir como la mitad de la aceleración vertical}$$

$$k_h = 0.277 \quad k_v = 0.078$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 16.71 \text{ deg} \quad \text{Ángulo sísmico}$$

$$K_{aedis} := K_{ae}(\phi'_1, \alpha) = 0.732 \quad \text{Chequeo } K_{ae} = \text{"OK"}$$

$$P_{ae} = 66.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad P_{ae} = P_a + P_e, \text{ entonces } P_e := P_{ae} - P_a$$

$$P_e = 27.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_e := \frac{2 \cdot (H + t_c)}{3} = 2.5 \text{ m} \quad \text{Centroide de aplicación de la fuerza } P_e$$

$$P_{ev} := P_e \cdot \sin(\delta) = 9.284 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad P_{eh} := P_e \cdot \cos(\delta) = 25.507 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b. Presión pasiva en sismo de Mononobe - Okabe

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 (1 - k_v) \cdot K_{ae}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos(\phi + \alpha_a + \theta)^2}{\cos(\theta) \cos(\alpha_a)^2 \cos(\delta - \alpha_a - \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta_a - \theta)}{\cos(\delta - \alpha_a - \theta) \cos(\beta_a - \alpha_a)}} \right)^2}$$

$$K_{pedis} := K_{pe}(\phi'_2, \alpha) = 7.407$$

$$P_{pe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (t_c + t_d)^2 (1 - k_v) \cdot K_{pedis} = 30.75 \frac{kN}{m} \quad H_{pe} := \frac{2 \cdot (t_c + t_d)}{3}$$

4. Estabilidad local del muro de contención - análisis estático

$$P_v := P_{av} + P_{qv} = 12.85 \frac{kN}{m}$$

Inputs					
$excel_{\text{"C7"}} := \frac{P_v}{1000}$ $excel_{\text{"H3"}} := \frac{\gamma'_1}{1000}$ $excel_{\text{"H5"}} := H$ $excel_{\text{"H2"}} := \frac{\gamma_{concreto}}{1000}$ $excel_{\text{"H9"}} := t_c$					
$excel_{\text{"H4"}} := t_{vmin}$ $excel_{\text{"H6"}} := B_1$ $excel_{\text{"H7"}} := B_2$ $excel_{\text{"H8"}} := B_3$ $excel_{\text{"H11"}} := \beta$					
Sección	Área (m2)	Peso/long (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m/m)	
					$\beta = 0.140 \text{ rad}$
1	0.47	11.14	0.25	2.79	$\gamma_{concreto} = 23.58 \text{ kN/m}^3$
2	0.00	0.00	0.00	0.00	$\gamma \text{ suelo} = 16 \text{ kN/m}^3$
3	0.51	12.08	1.03	12.39	$t = 0.5 \text{ m}$
4	5.43	86.80	1.28	110.67	$H = 3.5 \text{ m}$
5	0.17	2.67	1.53	4.10	$B1 = 0 \text{ m}$
	Pv	12.85	2.05	26.35	$B2 = 0.5 \text{ m}$
	ΣV	125.55	ΣM	156.29	$B3 = 1.55 \text{ m}$
					$t_c = 0.25 \text{ m}$
Outputs					

a. Revisión contra volteo

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{M_0}$$

$$\Sigma M_R = 156.29 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\Sigma M_0 := P_{ah} \cdot H_a + P_{qh} \cdot H_q + \frac{P_p \cdot t_d}{2} = 64.65 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$FS_{volteo} := \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_0} = 2.417$$

*Chequeo*_{volteo} = "OK"

b. Revisión contra deslizamiento

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\Sigma V) \tan(\delta) + B \cdot c'_a + P_p}{P_{ah} + P_q}$$

$$c'_a := 0.6 \cdot c'_2$$

$$FS_{deslizamiento} := \frac{(\Sigma V) \tan(\delta) + B \cdot c'_a + P_p}{P_{ah} + P_{qh}} = 1.49$$

Según Bowles se puede utilizar este valor aprox, entre 0.6 y 0.8 c'

*Chequeo*_{deslizamiento} = "OK"

c. Revisión por capacidad de carga

$$FS_{carga} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Asumiendo un terreno con capacidad $q_u := 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$e := \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V} = 0.295 \text{ m}$$

*Chequeo*_e = "OK"

$$q_{punta} := \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 e}{B} \right) = 114.145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_{talon} := \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 e}{B} \right) = 8.346 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{max} = 114.145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS_{carga} := \frac{q_u}{q_{max}} = 3.504$$

*Chequeo*_{carga} = "OK"

5. Estabilidad local del muro de contención - análisis dinámico

$$P_v := P_{av} + P_{ev} + P_{qv} = 22.14 \frac{kN}{m}$$

Inputs									
		$excel_{C7} := \frac{P_v}{1000}$	$excel_{H3} := \frac{\gamma'_1}{1000}$	$excel_{H5} := H$	$excel_{H2} := \frac{\gamma_{concreto}}{1000}$	$excel_{H9} := t_c$			
		$excel_{H4} := t_{vmin}$	$excel_{H6} := B_1$	$excel_{H7} := B_2$	$excel_{H8} := B_3$	$excel_{H1} := \beta$			
Sección	Área (m ²)	Peso/long (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m/m)		$\beta =$	0.140 rad		
1	0.44	10.32	0.25	2.58		$\gamma_{concreto} =$	23.58 kN/m ³		
2	0.00	0.00	0.00	0.00		$\gamma_{suelo} =$	16 kN/m ³		
3	0.51	12.08	1.03	12.39		$t =$	0.5 m		
4	5.43	86.80	1.28	110.67		$H =$	3.5 m		
5	0.17	2.67	1.53	4.10		$B_1 =$	0 m		
		P_v	22.14	2.05	45.38	$B_2 =$	0.5 m		
		ΣV	134.01	ΣM	175.12	$B_3 =$	1.55 m		
						$t_c =$	0.25 m		
Outputs									

a. Revisión contra volteo

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{M_0} \quad \Sigma M_R = 175.115 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\Sigma M_0 := P_{ah} \cdot H_a + P_{eh} \cdot H_e + P_{qh} \cdot H_q + \frac{(P_p + P_{pe}) \cdot t_d}{2} = 136.105 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$FS_{volteo} := \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_0} = 1.287$$

$Chequeo_{volteo} = \text{"OK"}$

b. Revisión contra deslizamiento

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\Sigma V) \tan(\delta) + B \cdot c'_a + P_p + P_{pe}}{P_{ah} + P_{eh} + P_q} \quad c'_a := 0.6 \cdot c'_2$$

Según Bowles se puede utilizar este valor aprox, entre 0.6 y 0.8 c'

$$P_p = 18.696 \frac{kN}{m} \quad \Sigma V = 134.012 \frac{kN}{m}$$

$$FS_{deslizamiento} := \frac{(\Sigma V) \tan(\delta) + B \cdot c'_a + P_p + P_{pe}}{P_{ah} + P_{eh} + P_{qh}} = 1.431$$

$$Chequeo_{deslizamiento} = \text{"OK"}$$

c. Revisión por capacidad de carga

$$FS_{carga} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

$$\text{Asumiendo un terreno con capacidad } q_u := 400 \frac{kN}{m^2}$$

$$e := \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V} = 0.734 \text{ m}$$

$$Chequeo_e = \text{"Aumentar base"}$$

$$q_{punta} := \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 205.789 \frac{kN}{m^2} \quad q_{talon} := \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = -75.046 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{max} = 205.789 \frac{kN}{m^2}$$

$$FS_{carga} := \frac{q_u}{q_{max}} = 1.944$$

$$Chequeo_{carga} = \text{"OK"}$$

6. Diseño de los elementos de concreto según ACI 318-11

a. Vástago

1) Flexión (en base)

$$M_u = \phi M_n \quad M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad A_s = \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot a \cdot b$$

$$\phi_f := 0.9$$

Combinando las ecuaciones se obtiene

$$A_s = \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \beta_1 = 0.85 \quad A_{trib} := 2 \text{ m ancho tributario}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{aligned} M &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga muerta} & \quad V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga viva} \\ F &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga de fluidos} & \quad CH := P_{ah} \cdot H_a & \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_V &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga sismo vertical} & \quad S_H := P_{eh} \cdot H_e & \text{Carga sismo horizontal} \end{aligned}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \quad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 121.726 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{uvas} := CR_{fmax} \cdot A_{trib} = 243.453 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfvas} := A_s(b_{vas}, d_{vas}, M_{uvas})$$

$$A_{sfvas} = 2.415 \text{ in}^2 \quad \rho_{fvas} := \frac{A_{sfvas}}{b_{vas} \cdot d_{vas}} = 0.013$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.613 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\varepsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_{vas} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{vas} \cdot d_{vas} = 3.796 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$A_{sf} := 2.55 \text{ in}^2 \quad 4 \text{ No } 6 + 4 \text{ No } 4$$

Chequeo A_{sf} = "OK"

2) Flexión (z = 3.0 m)

$$P_{ah3} := P'_a(\gamma'_1, 3 \text{ m}) \cdot \cos(\beta) = 24.729 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad H_{a3} := \frac{1}{3} \cdot 3 \text{ m} \quad H_{e3} := \frac{2}{3} \cdot 3 \text{ m}$$

$$P_{eh3} := \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (3 \text{ m})^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{aedis} - P'_a(\gamma'_1, 3 \text{ m}) \right) \cdot \cos(\delta) = 22.212 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{aligned} M &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga muerta} && V &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga viva} \\ F &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga de fluidos} && CH &:= P_{ah3} \cdot H_{a3} && \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_V &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga sismo vertical} && S_H &:= P_{eh3} \cdot H_{e3} && \text{Carga sismo horizontal} \end{aligned}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \quad CR_{A2} = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad CR_{51} = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR_{A1} = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad CR_{52} = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR_{A1}, CR_{A1}, CR_{51}, CR_{52}) = 74.099 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{uvas3} := CR_{fmax} \cdot A_{trib} = 148.197 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfvas} := A_s(b_{vas}, d_{vas} - 5 \text{ cm}, M_{uvas3})$$

$$A_{sfvas} = 1.588 \text{ in}^2 \quad \rho_{fvas} := \frac{A_{sfvas}}{b_{vas} \cdot (d_{vas} - 5 \text{ cm})} = 0.01$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.548 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\varepsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_{vas} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{vas} \cdot (d_{vas} - 5 \text{ cm}) = 3.396 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$A_{sf} := 1.668 \text{ in}^2 \quad 2 \text{ No } 6 + 4 \text{ No } 4$$

Chequeo A_{sf} = "OK"

3) Flexión (z = 2.0 m)

$$P_{ah2} := P'_a(\gamma'_1, 2 \text{ m}) \cdot \cos(\beta) = 10.991 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad H_{a2} := \frac{1}{3} \cdot 2 \text{ m} \quad H_{e2} := \frac{2}{3} \cdot 2 \text{ m}$$

$$P_{eh2} := \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (2 \text{ m})^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{aedis} - P'_a(\gamma'_1, 2 \text{ m}) \right) \cdot \cos(\delta) = 9.872 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{array}{ll}
 M := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m} & \text{Carga muerta} \\
 F := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m} & \text{Carga de fluidos} \\
 S_V := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m} & \text{Carga sismo vertical} \\
 V := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m} & \text{Carga viva} \\
 CH := P_{ah2} \cdot H_{a2} & \text{Cargas por presiones de suelos} \\
 S_H := P_{eh2} \cdot H_{e2} & \text{Carga sismo horizontal}
 \end{array}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \qquad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \qquad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \qquad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 21.955 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{uvas2} := CR_{fmax} \cdot A_{trib} = 43.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfvas} := A_s(b_{vas}, d_{vas} - 15 \text{ cm}, M_{uvas2})$$

$$A_{sfvas} = 0.587 \text{ in}^2 \qquad \rho_{fvas} := \frac{A_{sfvas}}{b_{vas} \cdot (d_{vas} - 15 \text{ cm})} = 0.005$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \qquad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \qquad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.419 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\epsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \qquad c := \frac{0.003}{0.007} d_{vas} \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{vas} \cdot (d_{vas} - 15 \text{ cm}) = 2.597 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$A_{sf} := 0.785 \text{ in}^2 \quad 4 \text{ No } 4$$

Chequeo_{A_{sf}} = "OK"

4) Flexión (z = 1.0 m)

$$P_{ah1} := P'_a(\gamma'_1, 1 \text{ m}) \cdot \cos(\beta) = 2.748 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad H_{a1} := \frac{1}{3} \cdot 1 \text{ m} \quad H_{e1} := \frac{2}{3} \cdot 1 \text{ m}$$

$$P_{eh1} := \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1 \text{ m})^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{aedis} - P'_a(\gamma'_1, 1 \text{ m}) \right) \cdot \cos(\delta) = 2.468 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{aligned} M &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga muerta} & \quad V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga viva} \\ F &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga de fluidos} & \quad CH := P_{ah1} \cdot H_{a1} & \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_V &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga sismo vertical} & \quad S_H := P_{eh1} \cdot H_{e1} & \text{Carga sismo horizontal} \end{aligned}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \quad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 2.744 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{was1} := CR_{fmax} \cdot A_{trib} = 5.489 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfvas} := A_s(b_{vas}, d_{vas} - 25 \text{ cm}, M_{was1})$$

$$A_{sfvas} = 0.103 \text{ in}^2 \quad \rho_{fvas} := \frac{A_{sfvas}}{b_{vas} \cdot (d_{vas} - 25 \text{ cm})} = 0.001$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.29 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\varepsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_{vas} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{vas} \cdot (d_{vas} - 25 \text{ cm}) = 1.797 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{4}{8} \text{ in} \quad N_{barras} := 2 \quad A_{sf} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.393 \text{ in}^2 \quad 2 \text{ No } 4$$

Chequeo A_{sf} = "OK"

5) Corte

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda := 1 \quad \text{Factor de modificación por peso de concreto}$$

$$V_c = 2 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \phi_v := 0.75 \quad f_{yt} = (4 \cdot 10^4) \text{ psi}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$M := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga muerta	$V := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga viva
$F := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga de fluidos	$CH := P_{ah}$	Cargas por presiones de suelos
$S_V := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga sismo vertical	$S_H := P_{eh}$	Carga sismo horizontal

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \qquad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \qquad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \qquad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{vmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 71.874 \frac{kN}{m}$$

$$V_{uvax} := CR_{vmax} \cdot A_{trib} = 143.749 \text{ kN} \qquad s_{vas} := 8 \text{ in}$$

$$V_{cvax} := V_c(b_{vas}, d_{vas}) = 103.478 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_{cvax} = 77.608 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{max} := \frac{d_{vas} - 30 \text{ cm}}{2} = 8.73 \text{ cm}$$

Acero mínimo

$$A_{svmin1} = 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \qquad A_{svmin2} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \qquad A_{svmin} = \max(A_{svmin1}, A_{svmin2})$$

$$A_{svmin} = 0.098 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{3}{8} \text{ in} \qquad A_{sv} := 2 \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.221 \text{ in}^2$$

Capacidad a corte de acero

$$V_s = \frac{A_{sv} \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_{svax} := V_s(d_{vas}, s_{vas}) = 91.798 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot \frac{b_{vas}}{in} \cdot \frac{d_{vas}}{in} \cdot lbf = 206.955 \text{ kN}$$

Vs max según ACI 318, sino se reduce el espaciamento a la mitad

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{cvax} + V_{svax}) = 146.457 \text{ kN}$$

Chequeo_v = "OK"

6) Deflexiones admisibles

$$I_{vas} := \frac{1}{12} \cdot b_{vas} \cdot t_{vmin}^3 = (2.604 \cdot 10^5) \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{max} := \frac{P_{ah} \cdot A_{trib} \cdot H^3}{15 \cdot E_c \cdot (0.35 \cdot I_{vas})} = 0.975 \text{ cm} \quad \delta_{perm} := \frac{H}{360} = 0.972 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ? \quad \text{Chequeo}_\delta = \text{"NO OK"}$$

b. Talón

1) Flexión

$$A_s = \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \beta_1 = 0.85 \quad A_{trib} := 2 \text{ m}$$

ancho tributario

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$M := W_s \cdot \frac{B_3}{2}$	Carga muerta	$V := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$	Carga viva
$F := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$	Carga de fluidos	$CH := P_{av} \cdot H_a$	Cargas por presiones de suelos
$S_V := P_{ev} \cdot B_3$	Carga sismo vertical	$S_H := 0 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$	Carga sismo horizontal

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \quad \quad \quad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad \quad \quad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad \quad \quad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max (CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 105.747 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{utal} := CR_{fmax} \cdot A_{trib} = 211.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_c := A_{trib} \quad \quad \quad A_{sftal} := A_s (b_c, d_c, M_{utal})$$

$$A_{sftal} = 4.741 \text{ in}^2$$

$$\rho_{ftal} := \frac{A_{sftal}}{b_c \cdot d_c} = 0.008$$

Acero necesario por longitud de
área tributaria (long entre
contrafuertes)

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 2.058 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\epsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_c \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_c \cdot d_c = 12.747 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{6}{8} \text{ in} \quad N_{barras} := 11 \quad A_{sf} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 4.86 \text{ in}^2$$

$$Chequeo_{Asf} = \text{"OK"} \quad \frac{A_{trib}}{N_{barras} + 1} = 0.167 \text{ m} \quad \text{No 6 @ 16 cm}$$

2) Corte

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda := 1 \quad \text{Factor de modificación por peso de concreto}$$

$$V_c = 2 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \phi_v := 0.75 \quad f_{yt} = (4 \cdot 10^4) \text{ psi}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$M := W_s$	Carga muerta	$V := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga viva
$F := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga de fluidos	$CH := P_{av}$	Cargas por presiones de suelos
$S_V := P_{ev}$	Carga sismo vertical	$S_H := 0 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga sismo horizontal

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F$$

$$CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH$$

$$CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH$$

$$CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{vmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_2, CR5_1, CR5_2) = 125.265 \frac{kN}{m}$$

$$V_{utal} := CR_{vmax} \cdot A_{trib} = 250.53 \text{ kN}$$

$$V_{ctal} := V_c(b_c, d_c) = 347.455 \text{ kN}$$

$$s_{tal} := 12 \text{ in} \quad \frac{B_3}{s_{tal}} = 5.085$$

$$\phi_v \cdot V_{ctal} = 260.591 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{max} := \min(3 \cdot t_c, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

Acero mínimo

$$A_{svmin1} = 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \quad A_{svmin2} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \quad A_{svmin} = \max(A_{svmin1}, A_{svmin2})$$

$$A_{svmin} = 1.181 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{5}{8} \text{ in} \quad N_{barras} := 5 \quad A_{sv} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 1.534 \text{ in}^2$$

Capacidad a corte de acero

$$V_s = \frac{A_{sv} \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_{stal} := V_s(d_c, s_{tal}) = 178.378 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot \frac{b_{vas}}{in} \cdot \frac{d_{vas}}{in} \cdot lbf = 206.955 \text{ kN}$$

Vs max según ACI 318, sino se reduce el espaciamento

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{ctal} + V_{stal}) = 394.374 \text{ kN}$$

Chequeo_V = "OK"

c. **Punta.** Se utilizará el mismo refuerzo que el utilizado en el talón, para generar los largos de desarrollo en el refuerzo del talón y tener una distribución simétrica a lo largo de todo el cimiento.

d. **Diente debajo de cimiento**

1) Flexión

$$A_s = \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \beta_1 = 0.85 \quad A_{trib} := 2 \text{ m}$$

ancho tributario

$$d_d := 0.20 \text{ m}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$M := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga muerta} \quad V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga viva}$$

$$F := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga de fluidos} \quad CH := P_p \cdot H_p \quad \text{Cargas por presiones de suelos}$$

$$S_V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga sismo vertical} \quad S_H := P_{pe} \cdot H_{pe} \quad \text{Carga sismo horizontal}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \quad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max \{ CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2 \} = 20.984 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{utal} := CR_{fmax} \cdot A_{trib} = 41.967 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$b_d := A_{trib} \quad A_{sftal} := A_s (b_d, d_d, M_{utal})$$

$$A_{sftal} = 0.885 \text{ in}^2$$

$$\rho_{ftal} := \frac{A_{sftal}}{b_c \cdot d_c} = 0.001$$

Acero necesario por longitud de área tributaria (long entre contrafuertes)

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 2.067 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\epsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_d \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_c \cdot d_c = 12.747 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{4}{8} \text{ in} \quad N_{barras} := 11 \quad A_{sf} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 2.16 \text{ in}^2$$

$$\text{Chequeo } A_{sf} = \text{“OK”} \quad \frac{A_{trib}}{N_{barras} + 1} = 0.167 \text{ m} \quad \text{No 4 @ 16 cm}$$

2) Corte

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda := 1 \quad \text{Factor de modificación por peso de concreto}$$

$$V_c = 2 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \phi_v := 0.75 \quad f_{yt} = (4 \cdot 10^4) \text{ psi}$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$M := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Carga muerta} \quad V := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Carga viva}$$

$$F := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Carga de fluidos} \quad CH := P_p \quad \text{Cargas por presiones de suelos}$$

$$S_V := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Carga sismo vertical} \quad S_H := P_{pe} \quad \text{Carga sismo horizontal}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \qquad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \qquad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \qquad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{vmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_2, CR5_1, CR5_2) = 53.185 \frac{kN}{m}$$

$$V_{ud} := CR_{vmax} \cdot A_{trib} = 106.37 \text{ kN}$$

$$V_{cd} := V_c(b_d, d_d) = 348.85 \text{ kN} \qquad s_d := 10 \text{ in}$$

$$\phi_v \cdot V_{ctal} = 260.591 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{max} := \min(3 \cdot d_d, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

Acero mínimo

$$A_{svmin1} = 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \qquad A_{svmin2} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \qquad A_{svmin} = \max(A_{svmin1}, A_{svmin2})$$

$$A_{svmin} = 0.98 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{4}{8} \text{ in} \qquad N_{barras} := 5 \qquad A_{sv} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.98 \text{ in}^2$$

Capacidad a corte de acero

$$V_s = \frac{A_{sv} \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_{sd} := V_s(d_d, s_d) = 137.544 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot \frac{b_{vas}}{in} \cdot \frac{d_{vas}}{in} \cdot lbf = 206.955 \text{ kN}$$

Vs max según ACI 318, sino se reduce el espaciamento

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{cd} + V_{sd}) = 364.796 \text{ kN}$$

*Chequeo*_V = "OK"

e. Planchas entre contrafuertes (0 - 1.2 m)

$$l_{pla} := A_{trib} = 2 \text{ m}$$

$$f_{yEM} := 70 \text{ ksi}$$

$$t_{pla1.2} := 7.5 \text{ cm} \quad b_{pla} := 30 \text{ cm}$$

$$d_{pla1.2} := \frac{t_{pla1.2}}{2}$$

$$I_{pla1.2} := \frac{1}{12} b_{pla} \cdot t_{pla1.2}^3 = (1.055 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

Presiones para el caso de profundidad hasta 1.20m

$$K'_{a1.2} := K'_a(\phi'_1, \beta, c'_1, \gamma'_1, 1.2 \text{ m}) = 0.347$$

$$\sigma_{1.2} := \sigma'_a(\gamma'_1, 1.2 \text{ m}) = 6.659 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1) Flexión

$$A_s = \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \beta_1 = 0.85$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$M := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga muerta} \quad V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga viva}$$

$$F := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga de fluidos} \quad CH := \frac{\sigma_{1.2} \cdot l_{pla}^2}{8} \quad \text{Cargas por presiones de suelos}$$

$$S_V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Carga sismo vertical} \quad S_H := \frac{P_{eh} \cdot l_{pla}^2}{8 \cdot H} \quad \text{Carga sismo horizontal}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \qquad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \qquad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \qquad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_2, CR5_1, CR5_2) = 7.639 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{upla1.2} := CR_{fmax} \cdot b_{pla} = 2.292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfpla1.2} := A_s(b_{pla}, d_{pla1.2}, M_{upla1.2})$$

$$A_{sfpla1.2} = 0.3 \text{ in}^2 \qquad \rho_{fpla1.2} := \frac{A_{sfpla1.2}}{b_{pla} \cdot d_{pla1.2}} = 0.017$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \qquad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \qquad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.058 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\varepsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \qquad c := \frac{0.003}{0.007} d_{pla1.2} \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \qquad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{pla} \cdot d_{pla1.2} = 0.36 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{\text{barra}} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad N_{\text{barras}} := 3 \quad A_{\text{sf}} := N_{\text{barras}} \cdot \frac{d_{\text{barra}}^2 \cdot \pi}{4} = 0.331 \text{ in}^2$$

Chequeo_{Asf} = "OK"

Acero No. 3 @ 7.5 cm

2) Corte

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda := 1 \quad \text{Factor de modificación por peso de concreto}$$

$$V_c = 2 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \phi_v := 0.75$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{array}{ll} M := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga muerta} \\ F := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga de fluidos} \\ S_V := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga sismo vertical} \end{array} \quad \begin{array}{ll} V := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga viva} \\ CH := \frac{\sigma_{1.2} \cdot l_{\text{pla}}}{2} & \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_H := \frac{P_{eh} \cdot l_{\text{pla}}}{H} & \text{Carga sismo horizontal} \end{array}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F$$

$$CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{vmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 22.566 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{upla}1.2} := CR_{vmax} \cdot b_{\text{pla}} = 6.77 \text{ kN}$$

$$s_{\text{pla}1.2} := 6 \text{ in}$$

$$V_{\text{cpla}1.2} := V_c(b_{\text{pla}}, d_{\text{pla}1.2}) = 9.811 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_{\text{cpla}1.2} = 7.359 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{\text{max}} := \min(3 \cdot t_{\text{pla}1.2}, 18 \text{ in}) = 8.858 \text{ in}$$

Acero mínimo

$$A_{svmin1} = 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \quad A_{svmin2} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \quad A_{svmin} = \max(A_{svmin1}, A_{svmin2})$$

$$A_{svmin} = 0.051 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := 3.43 \text{ mm} \quad N_{barras} := 13 \quad A_{sv} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.186 \text{ in}^2$$

Electromalla 10/10

Capacidad a corte de acero

$$V_s = \frac{A_{sv} \cdot f_{yEM} \cdot d}{s}$$

$$V_{spla1.2} := V_s(d_{pla1.2}, s_{pla1.2}) = 14.265 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot \frac{b_{pla}}{in} \cdot \frac{d_{pla1.2}}{in} \cdot lbf = 19.623 \text{ kN}$$

Vs max según ACI 318, sino se reduce el espaciamiento a la mitad

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{cpla1.2} + V_{spla1.2}) = 18.058 \text{ kN}$$

Chequeo_V = "OK"

3) Deflexiones admisibles

$$I_{vas} := \frac{1}{12} \cdot b_{pla} \cdot t_{pla1.2}^3 = (1.055 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot \sigma_{1.2} \cdot A_{trib} \cdot b_{pla}^4}{384 \cdot E_c \cdot (0.35 I_{pla1.2})} = 0.002 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} := \frac{b_{pla}}{360} = 0.083 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ?$$

Chequeo_δ = "OK"

f. Planchas entre contrafuertes (1.2 - 2.4 m)

$$l_{pla} := A_{trib} = 2 \text{ m}$$

$$t_{pla2.4} := 10 \text{ cm} \quad b_{pla} := 30 \text{ cm} \quad d_{pla2.4} := \frac{t_{pla2.4}}{2}$$

$$I_{pla2.4} := \frac{1}{12} b_{pla} \cdot t_{pla2.4}^3 = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

Presiones para el caso de profundidad hasta 2.40m

$$K'_{a2.4} := K'_a(\phi'_1, \beta, c'_1, \gamma'_1, 2.4 \text{ m}) = 0.347$$

$$\sigma_{2.4} := \sigma'_a(\gamma'_1, 2.4 \text{ m}) = 13.319 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1) Flexión

$$A_s = \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \beta_1 = 0.85$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{array}{ll} M := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga muerta} \\ F := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga de fluidos} \\ S_V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga sismo vertical} \\ V := 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} & \text{Carga viva} \\ CH := \frac{\sigma_{2.4} \cdot l_{pla}^2}{8} & \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_H := \frac{P_{eh} \cdot l_{pla}}{8 \cdot H} & \text{Carga sismo horizontal} \end{array}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F$$

$$CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH$$

$$CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH$$

$$CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_2, CR5_1, CR5_2) = 11.635 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{upla2.4} := CR_{fmax} \cdot b_{pla} = 3.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfpla2.4} := A_s(b_{pla}, d_{pla2.4}, M_{upla2.4})$$

$$A_{sfpla2.4} = 0.333 \text{ in}^2 \quad \rho_{fpla1.2} := \frac{A_{sfpla2.4}}{b_{pla} \cdot d_{pla2.4}} = 0.014$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.078 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\varepsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_{pla2.4} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{pla} \cdot d_{pla2.4} = 0.48 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad N_{barras} := 3 \quad A_{sf} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} + 0.029 \text{ in}^2 = 0.36 \text{ in}^2$$

Chequeo_{Asf} = "OK"

Acero No. 3 @ 7.5 cm + electromalla 10/10

2) Corte

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda := 1 \quad \text{Factor de modificación por peso de concreto}$$

$$V_c = 2 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \phi_v := 0.75$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{array}{ll}
 M := 0 \cdot \frac{kN}{m} & \text{Carga muerta} \\
 F := 0 \cdot \frac{kN}{m} & \text{Carga de fluidos} \\
 S_V := 0 \cdot \frac{kN}{m} & \text{Carga sismo vertical} \\
 V := 0 \cdot \frac{kN}{m} & \text{Carga viva} \\
 CH := \frac{\sigma_{2.4} \cdot l_{pla}}{2} & \text{Cargas por presiones de suelos} \\
 S_H := \frac{P_{eh} \cdot l_{pla}}{H} & \text{Carga sismo horizontal}
 \end{array}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \qquad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \qquad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \qquad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{vmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 30.558 \frac{kN}{m}$$

$$V_{upla2.4} := CR_{vmax} \cdot b_{pla} = 9.167 \text{ kN} \qquad s_{pla2.4} := 6 \text{ in}$$

$$V_{cpla2.4} := V_c(b_{pla}, d_{pla2.4}) = 13.082 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_{cpla1.2} = 7.359 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{max} := \min(3 \cdot t_{pla2.4}, 18 \text{ in}) = 11.811 \text{ in}$$

Acero mínimo

$$A_{svmin1} = 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \qquad A_{svmin2} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_{yt}} \qquad A_{svmin} = \max(A_{svmin1}, A_{svmin2})$$

$$A_{svmin} = 0.059 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := 3.43 \text{ mm} \qquad N_{barras} := 13 \qquad A_{sv} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.186 \text{ in}^2$$

Capacidad a corte de acero

$$V_s = \frac{A_{sv} \cdot f_{yEM} \cdot d}{s}$$

$$V_{spla2.4} := V_s(d_{pla2.4}, s_{pla2.4}) = 19.021 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{psi}}} \cdot \frac{b_{pla}}{\text{in}} \cdot \frac{d_{pla2.4}}{\text{in}} \cdot \text{lb} = 26.164 \text{ kN}$$

Vs max según ACI 318, sino se reduce el espaciamiento a la mitad

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{cpla2.4} + V_{spla2.4}) = 24.077 \text{ kN}$$

Chequeo_V = "OK"

3) Deflexiones admisibles

$$I_{pla2.4} := \frac{1}{12} \cdot b_{pla} \cdot t_{pla2.4}^3 = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot \sigma_{2.4} \cdot A_{trib} \cdot b_{pla}^4}{384 \cdot E_c \cdot (0.35 I_{pla2.4})} = 0.001 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} := \frac{b_{pla}}{360} = 0.083 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ? \quad \text{Chequeo}_\delta = \text{"OK"}$$

g. Planchas entre contrafuertes (2.4 - 3.6 m)

$$l_{pla} := A_{trib} = 2 \text{ m}$$

$$t_{pla3.6} := 12.5 \text{ cm} \quad b_{pla} := 30 \text{ cm}$$

$$d_{pla3.6} := \frac{t_{pla3.6}}{2}$$

$$I_{pla3.6} := \frac{1}{12} b_{pla} \cdot t_{pla3.6}^3 = (4.883 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

Presiones para el caso de profundidad hasta 3.60m

$$K'_{a3.6} := K'_a(\phi'_1, \beta, c'_1, \gamma'_1, 3.6 \text{ m}) = 0.347$$

$$\sigma_{3.6} := \sigma'_a(\gamma'_1, 3.6 \text{ m}) = 19.978 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1) Flexión

$$A_s = \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \beta_1 = 0.85$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{aligned} M &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga muerta} && V &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga viva} \\ F &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga de fluidos} && CH &:= \frac{\sigma_{3.6} \cdot l_{pla}^2}{8} && \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_V &:= 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} && \text{Carga sismo vertical} && S_H &:= \frac{P_{eh} \cdot l_{pla}}{8 \cdot H} && \text{Carga sismo horizontal} \end{aligned}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F \quad CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH \quad CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH \quad CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{fmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 15.982 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{upla3.6} := CR_{fmax} \cdot b_{pla} = 4.795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s(b, d, M_u) := \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\beta_1 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{sfpla3.6} := A_s(b_{pla}, d_{pla3.6}, M_{upla3.6})$$

$$A_{sfpla3.6} = 0.358 \text{ in}^2 \quad \rho_{fpla3.6} := \frac{A_{sfpla3.6}}{b_{pla} \cdot d_{pla3.6}} = 0.012$$

Acero mínimo y máximo

$$A_{sfmin1} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{sfmin2} = \frac{200 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{sfmin} = \max(A_{sfmin1}, A_{sfmin2})$$

$$A_{sfmin} = 0.097 \text{ in}^2$$

Debido a que la carga axial es menor a $0.10 f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero $\varepsilon_t < 0.004$

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \quad c := \frac{0.003}{0.007} d_{pla3.6} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho \cdot f_{yEM} \cdot d}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}$$

$$\rho_{maxf} := \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \frac{0.003}{0.007} = 0.021 \quad A_{smaxf} := \rho_{maxf} \cdot b_{pla} \cdot d_{pla3.6} = 0.6 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad N_{barras} := 4 \quad A_{sf} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.442 \text{ in}^2$$

Chequeo A_{sf} = "OK"

Acero No. 3 @ 6 cm

2) Corte

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda := 1 \quad \text{Factor de modificación por peso de concreto}$$

$$V_c = 2 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \phi_v := 0.75$$

Combinaciones de carga según AGIES 2010

$$\begin{array}{ll} M := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga muerta} \\ F := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga de fluidos} \\ S_V := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga sismo vertical} \end{array} \quad \begin{array}{ll} V := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{Carga viva} \\ CH := \frac{\sigma_{3.6} \cdot l_{pla}}{2} & \text{Cargas por presiones de suelos} \\ S_H := \frac{P_{eh} \cdot l_{pla}}{H} & \text{Carga sismo horizontal} \end{array}$$

$$CR1 = 1.4 M + 1.4 F$$

$$CR4_2 = 1.2 M + V + S_V - S_H + F + 1.2 H$$

$$CR2 = 1.3 M + 1.6 V + 1.4 F + 1.6 CH$$

$$CR5_1 = M - S_V + S_H + F + CH$$

$$CR4_1 = 1.2 M + V + S_V + S_H + F + 1.2 CH$$

$$CR5_2 = M - S_V - S_H + F + CH$$

$$CR_{vmax} := \max(CR1, CR2, CR4_1, CR4_1, CR5_1, CR5_2) = 38.549 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{upla3.6} := CR_{vmax} \cdot b_{pla} = 11.565 \text{ kN}$$

$$s_{pla3.6} := 6 \text{ in}$$

$$V_{cpla3.6} := V_c(b_{pla}, d_{pla3.6}) = 16.352 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_{cpla3.6} = 12.264 \text{ kN}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{max} := \min(3 \cdot t_{pla3.6}, 18 \text{ in}) = 14.764 \text{ in}$$

Acero minimo

$$A_{svmin1} = 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yEM}} \quad A_{svmin2} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_{yEM}} \quad A_{svmin} = \max(A_{svmin1}, A_{svmin2})$$

$$A_{svmin} = 0.051 \text{ in}^2$$

Acero a utilizar

$$d_{barra} := 3.43 \text{ mm} \quad N_{barras} := 13 \quad A_{sv} := N_{barras} \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.186 \text{ in}^2$$

Electromalla 10/10

Capacidad a corte de acero

$$V_s = \frac{A_{sv} \cdot f_{yEM} \cdot d}{s}$$

$$V_{spla3.6} := V_s(d_{pla3.6}, s_{pla3.6}) = 23.776 \text{ kN}$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot \frac{b_{pla}}{in} \cdot \frac{d_{pla3.6}}{in} \cdot lbf = 32.705 \text{ kN}$$

Vs max según ACI 318, sino se reduce el espaciamento a la mitad

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{cpla3.6} + V_{spla3.6}) = 30.096 \text{ kN}$$

Chequeo_V = "OK"

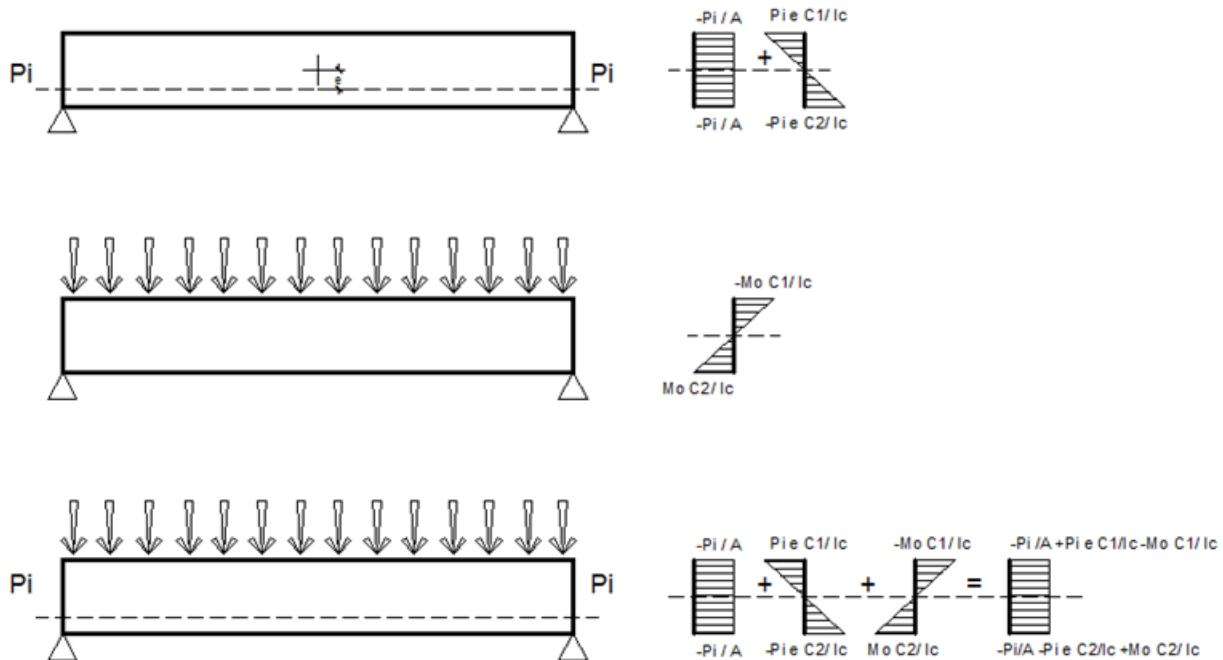
3) Deflexiones admisibles

$$I_{pla3.6} := \frac{1}{12} \cdot b_{pla} \cdot t_{pla3.6}^3 = (4.883 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot \sigma_{3.6} \cdot A_{trib} \cdot b_{pla}^4}{384 \cdot E_c \cdot (0.35 \cdot I_{pla3.6})} = (9.921 \cdot 10^{-4}) \text{ cm} \quad \delta_{perm} := \frac{b_{pla}}{360} = 0.083 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ? \quad \text{Chequeo}_\delta = \text{"OK"}$$

B. Memoria de cálculo de planchas utilizando pre - esforzado



En esta imagen se muestra el caso de las planchas, que sufren carga distribuida y están simplemente apoyadas sobre los contrafuertes.

1. Datos generales

$$l_{pla} := 2 \text{ m}$$

$$b_{pla} := 30 \text{ cm}$$

$$t_{pla} := 7.5 \text{ cm}$$

$$d_{pla} := \frac{t_{pla}}{2}$$

$$I_{pla} := \frac{1}{12} b_{pla} \cdot t_{pla}^3 = 1054.69 \text{ cm}^4$$

$$c1 := d_{pla}$$

$$c2 := d_{pla}$$

$$f'_c := 5000 \text{ psi}$$

$$E_c := 57000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} = (4.031 \cdot 10^6) \text{ psi}$$

Máximo esfuerzo de tensión

$$T_{max} := 7.5 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} = 530.33 \text{ psi}$$

$$T_{max} = 3656.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Máximo esfuerzo a compresión

$$\sigma_{max} := -0.6 \cdot f'_c = -20684.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Acero mínimo adherido

$$A_{smin} := 0.004 \cdot d_{pla} \cdot b_{pla} = 0.07 \text{ in}^2$$

$$d_{barra} := 5.5 \text{ mm} \quad N_{barras} := 2 \quad A_{sv} := N_{barras} \cdot \frac{d_{barra}^2 \cdot \pi}{4} = 0.07 \text{ in}^2 \quad \text{Electromalla } 4.5/4.5$$

2. Planchas hasta 1.20m de profundidad

Esfuerzo sobre la plancha hasta 1.2 m, provocadas por el suelo

$$M_o := 2.292 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \omega_{1.2} := \frac{M_o \cdot 8}{l_{pla}^2} = 4.584 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{sup} := \frac{-M_o \cdot c1}{I_{pla}} = -8149.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{inf} := \frac{M_o \cdot c2}{I_{pla}} = 8149.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pre-esfuerzo

$$A_{pla} := b_{pla} \cdot t_{pla} = 225 \text{ cm}^2 \quad f_{yt} := 270 \text{ ksi} \quad \text{Grado del torón}$$

$$e := 1 \text{ cm} \quad e = \text{Excentricidad respecto a eje neutro}$$

$$N_t := 2 \quad N_t = \text{Cantidad de torones} \quad d_t := \frac{5}{16} \text{ in} \quad dt = \text{Diámetro de torones}$$

$$A_t := \frac{d_t^2 \cdot \pi}{4} \quad A_t = \text{Área gruesa de torones} \quad P_t := 0.8 \cdot f_{yt} \cdot N_t \cdot A_t \quad \text{Fuerza axial aplicada}$$

Utilizando, los parámetros definidos se obtiene un pre-esfuerzo en el elemento

$$\sigma_t := \frac{-P_t}{A_{pla}} = -6550.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{tsup} := \sigma_t + \frac{P_t \cdot e \cdot c1}{I_{pla}} = -1310.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{tinf} := \sigma_t - \frac{P_t \cdot e \cdot c2}{I_{pla}} = -11790.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzos resultantes al momento de aplicar los esfuerzos del suelo sobre las planchas

$$\sigma_{sup1.2} := \sigma_{sup} + \sigma_{tsup} = -9459.44 \frac{kN}{m^2} \quad \sigma_{inf1.2} := \sigma_{inf} + \sigma_{tinf} = -3641.65 \frac{kN}{m^2}$$

$Chequeo_{cmax} = \text{"OK"}$

$Chequeo_{tmax} = \text{"OK"}$

Chequeo de deflexiones

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot \omega_{1.2} \cdot l_{pla}^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{pla}} = 0.326 \text{ cm} \quad \delta_{perm} := \frac{l_{pla}}{360} = 0.556 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ? \quad Chequeo_{\delta} = \text{"OK"}$$

3. Planchas hasta 2.40m de profundidad

Esfuerzo sobre la plancha hasta 2.40 m, provocadas por el suelo

$$M_o := 3.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \omega_{2.4} := \frac{M_o \cdot 8}{l_{pla}^2} = 6.98 \frac{kN}{m}$$

$$\sigma_{sup} := \frac{-M_o \cdot c1}{I_{pla}} = -12408.89 \frac{kN}{m^2} \quad \sigma_{inf} := \frac{M_o \cdot c2}{I_{pla}} = 12408.89 \frac{kN}{m^2}$$

Pre-esfuerzo

$$A_{pla} := b_{pla} \cdot t_{pla} = 225 \text{ cm}^2 \quad f_{yt} := 270 \text{ ksi} \quad \text{Grado del torón}$$

$$e := 1 \text{ cm} \quad e = \text{Excentricidad respecto a eje neutro}$$

$$N_t := 2 \quad N_t = \text{Cantidad de torones} \quad d_t := \frac{5}{16} \text{ in} \quad dt = \text{Diámetro de torones}$$

$$A_t := \frac{d_t^2 \cdot \pi}{4} \quad A_t = \text{Área gruesa de torones} \quad P_t := 0.8 \cdot f_{yt} \cdot N_t \cdot A_t \quad \text{Fuerza axial aplicada}$$

Utilizando, los parámetros definidos se obtiene un pre-esfuerzo en el elemento

$$\sigma_t := \frac{-P_t}{A_{pla}} = -6550.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{tsup} := \sigma_t + \frac{P_t \cdot e \cdot c1}{I_{pla}} = -1310.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{tinf} := \sigma_t - \frac{P_t \cdot e \cdot c2}{I_{pla}} = -11790.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzos resultantes al momento de aplicar los esfuerzos del suelo sobre las planchas

$$\sigma_{sup2.4} := \sigma_{sup} + \sigma_{tsup} = -13719 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{inf2.4} := \sigma_{inf} + \sigma_{tinf} = 617.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

*Chequeo*_{cmax} = "OK"

*Chequeo*_{tmax} = "OK"

Chequeo de deflexiones

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot \omega_{2.4} \cdot l_{pla}^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{pla}} = 0.496 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} := \frac{l_{pla}}{360} = 0.556 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ?$$

*Chequeo*_δ = "OK"

4. Planchas hasta 3.60m de profundidad

Esfuerzo sobre la plancha hasta 3.60 m, provocadas por el suelo

$$t_{pla} := 10 \text{ cm}$$

$$I_{pla} := \frac{1}{12} b_{pla} \cdot t_{pla}^3 = 2500 \text{ cm}^4$$

$$M_o := 4.795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\omega_{3.6} := \frac{M_o \cdot 8}{l_{pla}^2} = 9.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{sup} := \frac{-M_o \cdot c1}{I_{pla}} = -7192.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{inf} := \frac{M_o \cdot c2}{I_{pla}} = 7192.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pre-esfuerzo

$$A_{pla} := b_{pla} \cdot t_{pla} = 300 \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} := 270 \text{ ksi} \quad \text{Grado del torón}$$

$$e := 1 \text{ cm} \quad e = \text{Excentricidad respecto a eje neutro}$$

$$N_t := 2 \quad N_t = \text{Cantidad de torones} \quad d_t := \frac{5}{16} \text{ in} \quad d_t = \text{Diámetro de torones}$$

$$A_t := \frac{d_t^2 \cdot \pi}{4} \quad A_t = \text{Área gruesa de torones} \quad P_t := 0.8 \cdot f_{yt} \cdot N_t \cdot A_t \quad \text{Fuerza axial aplicada}$$

Utilizando, los parámetros definidos se obtiene un pre-esfuerzo en el elemento

$$\sigma_t := \frac{-P_t}{A_{pla}} = -4912.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{tsup} := \sigma_t + \frac{P_t \cdot e \cdot c1}{I_{pla}} = -2702.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{tinf} := \sigma_t - \frac{P_t \cdot e \cdot c2}{I_{pla}} = -7123.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzos totales

$$\sigma_{sup3.6} := \sigma_{sup} + \sigma_{tsup} = -9894.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{inf3.6} := \sigma_{inf} + \sigma_{tinf} = 68.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Chequeo_{cmax} = \text{"OK"}$$

$$Chequeo_{tmax} = \text{"OK"}$$

Chequeo de deflexiones

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot \omega_{3.6} \cdot l_{pla}^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{pla}} = 0.288 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} := \frac{l_{pla}}{360} = 0.556 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \delta_{perm} \quad ?$$

$$Chequeo_{\delta} = \text{"OK"}$$

C. Presiones de diseño.

1. Análisis estático. El suelo retenido de una estructura genera esfuerzos de presión horizontal, existen dos teorías principales generales que describen este tipo de comportamiento por parte del suelo, una planteada por Coulomb, y la segunda propuesta por Rankine. Para este caso de estudio, se utilizó la teoría de Rankine, la cual despreja el efecto de la fricción entre el suelo y la rugosidad del concreto en la cara posterior del muro de contención. Rankine en su teoría inicial no contempló el caso en donde el relleno tuviese un grado de inclinación o talud. Por estas razones, para la obtención del coeficiente de presión activa del suelo de Rankine se utilizó una corrección por parte de Mazindrani y Granjali, expuesta en 1997.

A diferencia de la teoría inicial de Rankine, la cual asume una fuerza netamente horizontal aplicada sobre el muro de contención. Esta corrección, debido a que toma en cuenta que se tiene un talud en el relleno del muro de contención, con grado de inclinación sobre la horizontal β , la fuerza resultante aplicada sobre el muro de contención, tiene un grado de inclinación β , respecto a la horizontal.

En el caso de la presión pasiva, dentro del diseño se tiene propuesto un diente debajo del cimiento, que ayudará a aumentar sustancialmente la presión pasiva que se opone al movimiento del muro de contención. La longitud de este diente generalmente va a estar dado por la longitud de desarrollo de las varillas utilizadas en el refuerzo longitudinal del vástago del muro de contención, para aprovechar este diente como anclaje para el vástago a utilizar.

Los parámetros utilizados para la fuerza resultante de la presión pasiva están dados por el espesor del cimiento y la longitud del diente, en dado caso exista. Esta altura se toma de esta manera debido a que no hay manera de asegurar que el suelo sobre la punta del muro de contención permanezca allí a lo largo de la vida útil del elemento, por lo que no se puede depender de esta masa para la estabilidad local del muro.

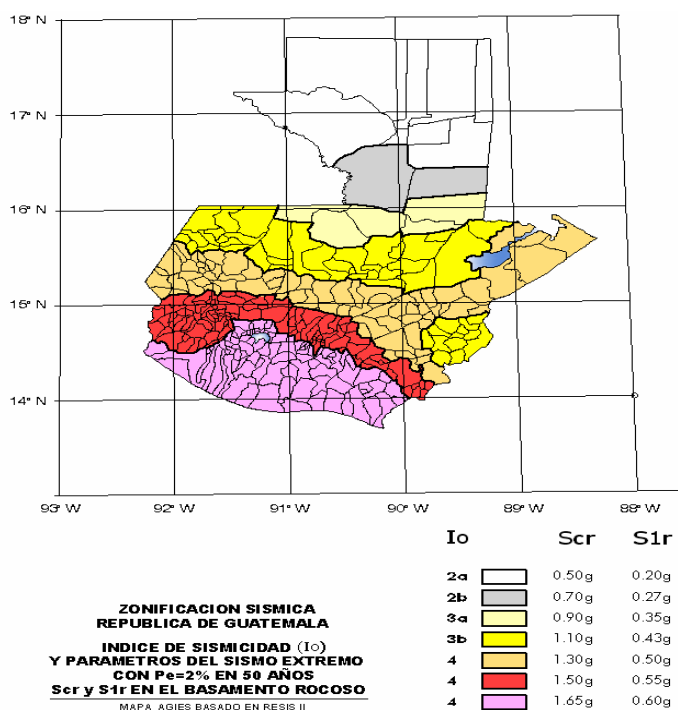
Dentro del diseño de muros de contención, es fundamental tomar en cuenta la acción de una sobrecarga en la cima del suelo retenido, esto, al igual que el suelo generará presiones horizontales que afectarán el funcionamiento del muro. Para el análisis de los elementos en cuestión, se tomó una sobrecarga de 100psf, lo que indica una carga para condiciones de utilización ordinaria del elemento. Se tomó esta carga para cubrir la mayoría de casos de utilización dentro del diseño y optimizar las secciones. Ya que, si se enfoca para criterios en los cuales es el caso más crítico, la sección de los elementos se ve afectada sustancialmente y por lo mismo el proyecto deja de ser factible. Esto no quiere decir que no se pueden diseñar

elementos especialmente contemplados para este tipo de condiciones, en donde probablemente puedan ser también la opción más económica y viable.

2. Presión del suelo en condiciones de sismo – análisis pseudo-estático. En Guatemala, se tiene la presencia de 3 placas tectónicas (placa norteamericana, placa del caribe y placa de cocos), chocando constantemente y liberando energía en forma de sismos o terremotos que azotan el territorio nacional. Por estas razones, se debe de contemplar dentro del diseño de los elementos prefabricados, la presencia de sismo. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) nos presenta en el documento de Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala (NSE 2-10), demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.

Dentro de este documento se cuenta con un mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala, que está basado en una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, los parámetros de diseño para los diferentes departamentos y sectores del país. Dentro del diseño utilizado se toma en cuenta los valores proporcionados para la ciudad de Guatemala, en donde es más probable que se apliquen este tipo de elementos prefabricados.

Figura No. 33. Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala



(AGIES, 2010).

Para el diseño de elementos se tomó un índice de sismicidad lo de 4, según lo indicado en el mapa de zonificación sísmica, mientras que para los parámetros S_{cr} y S_{1r} , de periodos cortos (0.2 segundos) y periodos largos (1 segundo), se tomaron valores de 1.5g y 0.55g, respectivamente.

Mononobe – Okabe describieron el comportamiento del suelo mediante un análisis pseudo-estático del sistema. El sismo genera aceleraciones horizontales y verticales que incrementan la presión del suelo, consecuentemente se incrementan las presiones laterales aplicadas sobre el muro de contención. Este modelo define una fuerza resultante que incluye tanto la presión activa/pasiva del suelo sobre el muro de contención y el diferencial de presión debido al sismo en ambos casos.

Es muy importante tomar que el ángulo de fricción interna del suelo debe de ser mayor a la suma del ángulo sísmico y el ángulo respecto a la horizontal del talud sobre el muro de contención. Debido a que si esto no se cumple, la ecuación y modelo matemático definido por Mononobe – Okabe es inválido.

El coeficiente horizontal del sismo ha sido definido por varios autores, mediante diferentes relaciones y suposiciones para diferentes tipos de suelo. Para el diseño de los elementos prefabricados de concreto se utilizó la relación descrita por Kavazanjian en 1997, donde define el k_h como 0.67 veces el PGA^4 (Peak Ground Acceleration), conocido también como aceleración máxima del suelo.

AGIES indica que para calcular la aceleración máxima del suelo, se debe de elegir un factor de escala según el sismo por el cual se va a diseñar. En este caso se utilizó un factor K_d , de 2/3 diseñado para sismo ordinario, el cual nos indica que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Aplicando este factor de escala se obtuvieron los espectros calibrados, para el diseño requerido. Con estos valores se pudo obtener un valor de aceleración máxima del suelo, sobre el cual se trabajó el coeficiente horizontal del sismo.

⁴ Aceleración pico el suelo, utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar la atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño en $T=0$, según AGIES NSE 2-10.

D. Estabilidad local del muro de contención

Para la construcción de muros de contención es necesario realizar un análisis de estabilidad. Este análisis se debe de realizar bajo cargas estáticas y dinámicas, en donde los factores de seguridad aseguran el funcionamiento constante del muro. Estos factores de seguridad, indican que no se deben de mayorar las cargas aplicadas sobre el muro, como se realiza en el caso del diseño de los elementos de concreto, simplemente se realiza una razón entre las fuerzas que resisten el movimiento contra las fuerzas que lo ejercen.

Previamente se definió que existen tres revisiones de estabilidad local en el muro de contención, volteo, deslizamiento y capacidad de carga del suelo. La revisión que generalmente es crítica en el diseño de muros de contención es el deslizamiento del muro, generalmente se aumenta el largo de la base del cimiento, pero una mejor solución es aprovechar la presión pasiva que se ejerce sobre el suelo delante del muro de contención, por lo que en este diseño se agregó la posibilidad de un diente debajo del cimiento, con lo que se logra optimizar el diseño cuando se tiene debilidad en esta revisión. Es importante tomar en cuenta que cuando se coloca un diente debajo del cimiento, esta presión pasiva pasa a ser una fuerza a favor del movimiento en el análisis de volteo del muro de contención, por lo que no se debe de abusar de este agregado.

Para el diseño realizado, se obtuvo que no era necesario el uso de una punta dentro del cimiento del muro de contención, debido a que los momentos que a favor de la rotación del muro de contención podían ser soportados por los momentos resistentes, sin el apoyo de una punta, que en realidad es un brazo extra para aumentar los momentos resistentes.

Para la revisión de estos factores de seguridad en el caso dinámico, cabe mencionar que no se debe de llegar a los mismos factores requeridos por el análisis estático, de lo contrario se llegarían a secciones demasiado robustas para un caso crítico con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

E. Diseño de elementos en concreto según ACI 318-11

Para el diseño de los elementos de concreto que componen el muro de contención, se dividieron los casos para cada una de las cargas aplicadas hacia los mismos. Dentro del diseño se tomó en cuenta el diseño del vástago, talón y planchas que transmitirán las cargas hacia los contrafuertes.

En el caso de la punta y el diente, se tomará el mismo diseño que se tenga por parte del talón y vástago respectivamente. Con esto se cubre la totalidad del sistema de elementos que conformará el muro de contención en voladizo a base de elementos prefabricados de concreto.

Dentro de todos los diseños se utilizaron combinaciones de cargas, según el NSE 2 de AGIES 2010. Se utilizaron estas combinaciones debido a que es la normativa Guatemalteca y el estudio y diseño de estos elementos será aplicado a la República de Guatemala, por lo que es congruente utilizar dicha normativa, la cual varía muy poco respecto a lo solicitado por el ASCE 7-10.

El ASCE 7-10 en el segundo capítulo, indica que la variable de carga debido a presión de fluidos, suelo o material de relleno se debe de agregar con un factor de 1.6 cuando afecta la variable principal de resistencia del elemento. También indica que cuando este factor es una carga resistente al factor principal de resistencia del elemento se debe de agregar con un factor de 0.9, de caso contrario a cualquiera de los descritos se debe de obviar esta variable.

A diferencia de los chequeos por estabilidad local del suelo estos elementos se están diseñando por el método LRFD, el cual factoriza las cargas aplicadas y plantea combinaciones críticas de resistencia para los elementos. Generalmente las combinaciones de carga dominantes fueron las que incluían la acción del sismo sobre la estructura, esto denota la importancia de tomar en cuenta estas condiciones de resistencia del elemento para eventos de esta naturaleza, comunes en nuestro medio.

1. Vástago. El vástago del muro de contención en este caso es un contrafuerte que estará resistiendo el área tributaria de 2 metros que transmitirá cada plancha a lo largo del alto del muro de contención. El esfuerzo principal que tendrá este elemento es de flexión y su comportamiento es como el de una viga en voladizo con una carga distribuida ascendente hacia el empotramiento. Esta carga distribuida está definida por la presión lateral del suelo.

La presión lateral del suelo sobre el muro de contención, crece respecto a la profundidad del suelo retenido, sabiendo que es una carga distribuida triangular, el punto de aplicación de la fuerza resultante es en el centroide geométrico, que es un tercio de la altura. Se puede concluir que el esfuerzo crítico de flexión y corte dentro del elemento está en la base del mismo, ya que es allí donde las reacciones son máximas para este tipo de distribuciones.

Para la elección del acero necesario en flexión dentro del vástago se eligió utilizar barras de acero con una resistencia de fluencia de 60,000 psi, de diámetro comercialmente común y de pequeño diámetro, se plantea de esta manera para que la estructura tenga una mejor distribución

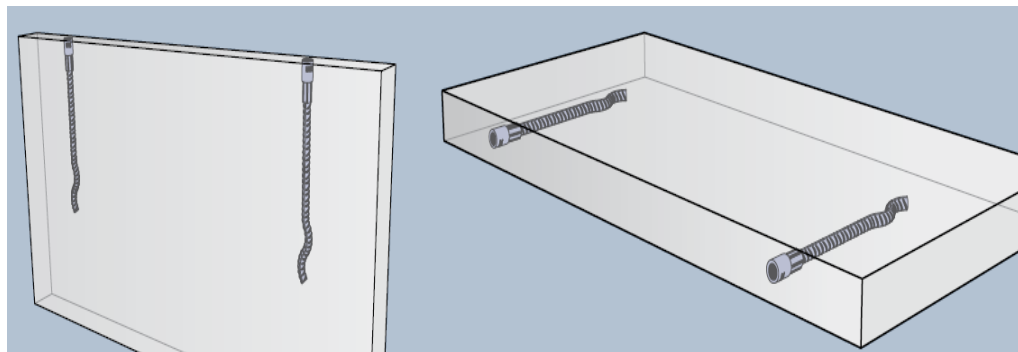
del acero y con esto se asegura una mayor ductilidad al momento de un evento sísmico. Además de esto, se ahorra acero, ya que el largo de desarrollo para las barras de acero es directamente proporcional con su diámetro.

Dentro del diseño de corte del vástago, se analizó si el concreto en tracción, podía resistir el corte total transmitido por las planchas de concreto. En este caso, si es necesario de la resistencia de acero para soportar estas cargas de corte por parte de la presión lateral del suelo. Para los estribos dentro de la sección se utilizó acero grado 40, debido a que como su contenido de carbono es menor, la maleabilidad del material es mayor y por lo mismo las vueltas del acero no dañarán o fisurarán las barras, problema que si es bastante común con acero de mayor grado de carbono, los cuales aumentan su resistencia, pero pierden elasticidad y por lo mismo, ductilidad. Además, se revisó el estado de servicio de los contrafuertes, mediante las deflexiones admisibles. En este caso se utilizó una deflexión admisible de $L/360$, en donde el elemento cumple sin ninguna complicación estos límites de servicio.

Por último, es importante mencionar las piezas necesarias para el montaje y transporte de este tipo de piezas al sitio de construcción. Para el montaje de este tipo de elementos, debido a que son miembros con una longitud considerable y que por su peso, el manejo utilizando personal de obra es peligroso e ineficiente, se utilizarán anclajes colocados en planta para el manejo mediante grúas, los cuales están diseñados para soportar el peso propio del elemento, para su movilidad de planta hacia el sitio de construcción y el montaje.

Para este caso se utilizará un sistema roscado de anclaje, estos anclajes tienen capacidad desde 0.5 toneladas hasta 20 toneladas, por lo que cubren perfectamente el rango de peso que se utilizará a lo largo de los tipos de contrafuertes a fabricar.

Figura No. 34. Anclaje de sistema roscado



(Philipp, 2000)

Estos anclajes no necesitan un espesor muy grande para su correcto funcionamiento. Los accesorios para la instalación simplifican el proceso de montaje de los elementos, ya que cuando se finaliza el montaje, simplemente se desenrosca el accesorio para el montaje y se cubre el orificio con tapaderas especiales de acero inoxidable.

Figura No. 35. Accesorios para montaje de elementos prefabricados



(Philipp, 2000)

2. Talón. Dentro del diseño del talón del muro de contención, las cargas principales que influyen sobre este elemento es el peso del suelo sobre el mismo, la sobrecarga aplicada y el peso propio del cimiento. En algunos casos, cuando las presiones del suelo no son totalmente horizontales, se agrega este factor a las combinaciones de carga aplicadas sobre el talón.

El caso más crítico para el diseño y para el cual está diseñado el talón del muro de contención es cuando existe una componente vertical del sismo, que aumenta en algún porcentaje el peso de toda la masa que descansa sobre el mismo. Según McCormac, en su libro *Diseño de Concreto Reforzado*, indica que el talón a pesar de ser una losa que está sometida sobre cargas de presión por parte del suelo que lo sostiene, estas cargas son muy pequeñas y deben de obviarse, esto da un diseño más conservador.

Para el diseño en flexión del talón se obtiene el acero que debe de ir transversalmente, ya que hacia esta dirección va a estar dirigido el esfuerzo, por lo que es el caso más crítico del armado. En el caso del refuerzo longitudinal, se debe de calcular respecto al corte máximo del talón, que está en la cara del vástago, en este caso generalmente la resistencia a corte del concreto soporta las necesidades que exige la combinación máxima de esfuerzos sobre el talón.

De igual manera, McCormac indica que, a pesar de que en el ACI se exige a las losas de peralte uniforme los valores de cuantía mínima, recomienda utilizar estos valores de refuerzo

mínimo, ya que la estructura está trabajando como “una viga”. Por esta razón, se decidió utilizar el acero mínimo en el diseño de esta sección.

3. Punta. Para el diseño de la punta, se toma la misma distribución del refuerzo obtenido en el diseño del talón. Ya que las condiciones críticas de esfuerzos se concentran en esta sección del cimiento y al tener una misma distribución a lo largo del cimiento nos ahorra problemas en el momento del armado y construcción del mismo.

4. Planchas. Para el diseño de las planchas entre contrafuertes cambia la metodología del diseño, ya que éstas se toman como losas en una dirección, las cuales están simplemente apoyadas. El ACI 318-11 indica un espesor mínimo de losas, respecto a su luz efectiva entre apoyos, pero autoriza que se utilicen losas de menor espesor, siempre y cuando se revisen los estados de servicio respecto a deformaciones en el diseño. Basado en esta premisa, se tomó una distribución de planchas eficiente para el diseño, en donde se busca un peso manejable entre personal de obra. Esto para evitar la utilización de grúas en la colocación de dichas planchas en el sistema del muro de contención.

El espesor utilizado para las planchas es de 7.5–10 cm, con una longitud de 2 metros y 30cm de altura. Con estas dimensiones cada plancha pesaría alrededor de 250 libras, equivalente a 2.5 sacos de cemento en obra, peso al cual la mayoría de trabajadores están acostumbrados a lidiar sin problema.

La presión lateral del suelo es el único esfuerzo considerable que estarán soportando estas planchas, el otro esfuerzo por el cual estará sometido es el peso de las planchas que estén sobre ellas, pero al ser un esfuerzo de compresión, el acero necesario para la sección es el mínimo.

Para estas planchas, al tener un espesor tan pequeño, se utilizará malla electro-soldada para el refuerzo de la misma, con lo que se logra una optimización del acero y el área de concreto. La ventaja de este tipo de refuerzo de acero es que tiene una mayor resistencia, por lo cual es menor el área de acero necesitaría en la sección. A continuación, se muestra una tabla con las propiedades de las mallas electro-soldada disponible en el mercado guatemalteco, obtenida de la página web de Aceros de Guatemala.

Tabla No. 5. Propiedades de mallas electro soldadas

Malla Rollo		Diámetro de alambre Longitudinal y Transversal (mm)	Peso Nominal Kg.	Peso Nominal por Rollo Kg		
Tamaño cuadro (pulgada)	Calibre			24 m	36 m	42 m
6"x 6"	10/10	3.43	13.78	55.13	82.69	96.47
6"x 6"	9/9	3.80	16.92	67.66	101.49	118.41
6"x 6"	8/8	4.11	19.79	79.15	118.73	138.52
6"x 6"	7/7	4.50	23.72	94.88	142.33	166.05
6"x 6"	6/6	4.88	27.90	111.59	167.38	195.28
6"x 6"	4.5/4.5	5.50	35.44	141.74	212.61	----
6"x 6"	4/4	5.72	38.33	153.31	229.96	-----

(AG, 2014)

F. Metodología constructiva propuesta

Para la construcción de muros de contención, utilizando elementos prefabricados de concreto es necesario modular inicialmente el área a retener, ya que puede existir algún requerimiento especial por parte del terreno. En algunos casos, existen áreas en donde se necesita una mayor altura de retención, pero no necesariamente por esta sección se realizará el muro de contención con una altura máxima a lo largo de toda su dimensión. Esto se puede escalar según las necesidades del terreno para optimizar el costo y tiempo de manufactura y colocación de los elementos.

Luego de haber definido las alturas necesarias y la modulación de los elementos prefabricados de concreto, se procede a la fabricación de los mismos, según el diseño previamente realizado y los requerimientos del suelo y sobrecarga a retener. Debido a que los postes que servirán como contrafuertes son muy altos, es necesaria la utilización de una grúa que izará los postes a su posición final, para ser fundidos junto con el cimientó del muro de contención.

Uno de los aspectos más importantes para la rapidez de la colocación del muro de contención, son los trabajos preliminares que deben de estar finalizados para el momento de llegada de los contrafuertes a la obra. Estos trabajos constan en la excavación del cimientó para la colocación de armadura del cimientó, así como desalojar cualquier impedimento para los camiones que transportarán los elementos prefabricados y el concreto al lugar de colocación.

Los postes o contrafuertes, llevarán esperas en la base para ser colocadas dentro de la armadura del cimiento, con lo que se asegura que, la longitud de desarrollo necesaria por el acero longitudinal de los contrafuertes sea la suficiente y el mismo trabaje correctamente. Dentro de la colocación de los contrafuertes a lo largo del cimiento es esencial que la separación entre ellos sea la correcta, ya que al fundir el cimiento estos postes no se podrán mover y no se debe de generar presiones innecesarias hacia un costado del contrafuerte, ya que los mismos no fueron diseñados para este tipo de esfuerzos. Utilizando una grúa la cual sujetará los postes verticalmente, se deberán anclar con la armadura del cimiento. Para asegurar la separación entre postes, se colocarán barras especiales, a manera de puntales, con la longitud necesaria en la base y punta de los contrafuertes, asegurando una separación uniforme a lo largo de su eje, estas barras serán reutilizables para cada ocasión en donde se fundan tramos de cimiento a lo largo del muro de contención. Es fundamental chequear también la verticalidad de los elementos, para asegurar que no exista una rotación inicial del elemento que aumente los esfuerzos sobre los elementos de concreto, esto se realizará a través de instrumentación láser a lo largo de los elementos, para que se pueda proceder a la siguiente etapa constructiva.

Luego de haber finalizado con la colocación de los postes, se procede a la fundición del cimiento. Este cimiento deberá ser fundido en su totalidad, para asegurar la continuidad del muro de contención. Si es necesario realizar la fundición por tramos, se deberá realizar entre contrafuertes y no en la unión del cimiento con el contrafuerte, ya que esto ocasionaría inestabilidad dentro del sistema debido a que se genera una junta fría en el cimiento.

Por último, después del fraguado del cimiento, se realiza la colocación de las planchas entre contrafuertes que transmitirán las cargas directamente a los postes. La colocación de dichas planchas es simple, ya que son simplemente apoyadas sobre los contrafuertes. Debido a que las presiones cuando la altura del suelo a retener aumenta, las planchas de la base poseen una mayor resistencia a flexión y corte, por lo que pueden tener un espesor mayor a las planchas necesarias en las partes superiores del muro de contención.

Se puede realizar el montaje de las planchas utilizando dos diferentes tipos de metodologías, según los requerimientos del cliente. La primera alternativa, es realizar el relleno del muro de contención junto con la colocación de las planchas, con esta metodología se debe de colocar tramos de dos planchas, para compactar en tramos de 60 cm, el máximo permitido por la mayoría de vibro-compactadoras manuales. Con esto se aprovecha a finalizar el trabajo de relleno conjunto con la colocación de las planchas.

La segunda alternativa para la colocación de las planchas es, aprovechando la diferencia de espesores entre las planchas de la parte inferior, se puede tener una mejor y mayor

estabilidad al momento de colocar estas planchas. Se colocarán una cantidad considerable de planchas de concreto, en donde para asegurar las planchas al momento de finalizar su colocación, se colocará una trabe en la punta del contrafuerte, que asegurará la última plancha, con lo que se sostendrán las planchas por debajo de la misma. Luego de finalizar este proceso, se procede a rellenar detrás del muro de contención.

Por último, se recomienda colocar un drenaje detrás del muro de contención, para otorgar una mejor funcionalidad del mismo y drenar las presiones de poro ocasionadas por la saturación del suelo retenido. Este drenaje debe de ser colocado antes de la realización del relleno detrás del muro de contención, en donde se realiza a base de un geo-compuesto que capta el agua en la cara del muro de contención en contacto con el suelo y la canaliza a una tubería en la base del muro, la cual desfogará el agua afuera del mismo, para liberar estas presiones. También es recomendable colocar una contra cuneta en la corona del talud, esto para canalizar la escorrentía sobre el muro de contención y no permitir que una mayor humedad ingrese hacia el relleno.

G. Planos

En la sección de anexos, se podrán encontrar los planos respectivos para el diseño de los muros de contención en voladizo utilizando elementos prefabricados de concreto.

VI. DISCUSIÓN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

A. Elementos prefabricados

El diseño de los elementos prefabricados se trató de realizar lo más económico y versátil posible, esto con el fin de obtener piezas de poco peso y costo. En el caso del contrafuerte, se realizó un diseño inicial en donde la sección total del elemento se obtenía con dimensiones de 45cm x 35cm, se trató este elemento como una viga en voladizo, en donde la presión del suelo fue la carga aplicada. Como esta carga aumenta considerablemente respecto a la profundidad, se realizó una optimización en el elemento, disminuyendo el peralte del mismo, debido a que la demanda máxima se encuentra en la base del contrafuerte. Con esto se pudo obtener una reducción del elemento hasta un peralte de 15 centímetros en la punta del poste. Esto es una reducción de más del 50% en el elemento, esto significó pasar de un peso inicial de aproximadamente 1.3 toneladas, a obtener un peso por poste de 0.7 toneladas, un peso más razonable para el manejo de elementos prefabricados con una longitud de 3.5 metros. Esto se refleja en un 48% de reducción de peso y materiales en los elementos más robustos del sistema.

En el caso del refuerzo necesario a lo largo del elemento, este aspecto también se tomó en cuenta al momento de la optimización, ya que los requerimientos de flexión disminuyen radicalmente, por lo que el refuerzo longitudinal decrece a través del elemento. De igual manera se trató de utilizar diámetros comercialmente disponibles para evitar problemas de existencia en el mercado al momento de la fabricación de los mismos. Al tener cargas sísmicas aplicadas, se buscó mejorar la ductilidad del elemento, al distribuir de mejor manera el acero a lo largo de la sección, utilizando barras de menor diámetro a una separación considerable.

El diseño de las planchas se basó en la presión máxima aplicada por cada tramo de cuatro planchas, con lo que se optimizó las secciones a lo largo del sistema constructivo, más adelante se discutirá la alternativa de utilización de pre-esfuerzo en estas planchas para reducir aún más los espesores de la misma y que sean manejables los pesos por personal de obra, sin necesidad de utilización de una grúa.

B. Análisis del sismo

El análisis sísmico realizado al momento del diseño de los elementos prefabricados de concreto aumento considerablemente las secciones y requerimientos. Realizando una comparación entre las presiones máximas laterales en el contrafuerte, el aumento en este esfuerzo aplicado es del 36.5% al momento de aplicar las necesidades sísmicas. Este grado de sismicidad varia a lo largo de la República de Guatemala y uno de los aspectos a tomar en cuenta para poder optimizar las secciones a lo largo de su utilización es realizar el análisis según el sector en donde será utilizado.

Por ejemplo, si el muro de contención se necesita en el área de Petén los requerimientos sísmicos disminuyen considerablemente, por lo que se podría dar una propuesta más económica para este caso. Cabe mencionar que lo único que cambiaría dentro del sistema planteado es el refuerzo de los elementos, esto debido a que se va a tener un molde específico para los elementos y no va a ser posible tener mucha flexibilidad en cuanto a las dimensiones del elemento, pero esto se puede optimizar en el refuerzo utilizado dentro de la fundición.

C. Utilización de pre-esforzado

Se realizó un análisis para la utilización del pre-esfuerzo en las planchas que transmiten la flexión y corte hacia los contrafuertes, debido a que estas se comportan como losas en una dirección que están simplemente apoyadas.

Para este caso se logró reducir secciones de 12.5 centímetros de espesor, a un espesor de 10 centímetros, esto es un 20% menos de espesor, que se traduce a menos peso, material y una mayor eficiencia en la utilización de los materiales, aprovechando las cualidades de cada material dentro de la sección, hablando de la compresión en el concreto y la tensión en el acero.

Por otro caso, se debe mencionar que para casos menos críticos, la sección no se pudo reducir significativamente, por lo que el pre-esforzado debe de utilizarse en las planchas donde los requerimientos de presión de suelo son muy altos y el diseño mediante secciones no pre-esforzadas se torna muy complicado, debido a que no se optimizan los elementos para aprovechar las ventajas de los materiales.

Tabla No. 6. Diseño de planchas sin utilización de pre-esforzado.

Profundidad (m)	Espesor (cm)	Acero (in ²)	Acero utilizado
0 - 1.2	7.5	0.291	3 No. 3 + Malla electrosoldada 10/10
1.2 - 2.4	10	0.325	3 No. 3 + Malla electrosoldada 10/10
2.4 - 3.6	12.5	0.351	4 No. 3 + Malla electrosoldada 10/10

Tabla No. 7. Diseño de planchas utilizando pre-esforzado.

Profundidad (m)	Espesor (cm)	Acero utilizado
0 - 1.2	7.5	2 torones 5/16 Gr 270 + Malla electrosoldada 4.5/4.5
1.2 - 2.4	7.5	2 torones 5/16 Gr 270 + Malla electrosoldada 4.5/4.5
2.4 - 3.6	10	2 torones 5/16 Gr 270 + Malla electrosoldada 4.5/4.5

En el diseño del pre-esforzado de las planchas se utilizó una excentricidad del torón, para aprovechar un momento que contrarreste el esfuerzo aplicado por el empuje lateral del suelo. En estos casos se debe de tener mucha cautela con la orientación de la colocación de la plancha de concreto, debido a que si la misma se coloca de manera incorrecta, los esfuerzos aplicados previamente por el pre-esfuerzo no contrarrestarían los esfuerzos de la presión lateral sino que los aumentarían y la falla del elemento estaría asegurado.

D. Comparación contra método tradicional

Cuando se menciona a un método tradicional, para muros de contención en voladizo se refiere a la construcción de muros de contención a base de mampostería con pines a lo largo de la longitud del elemento, que asegura la continuidad del muro y otorga resistencia a flexión sobre los esfuerzos laterales de suelo aplicados.

Para realizar esta comparación de metodología de construcción en muros de contención en voladizo, se requiere mencionar de las ventajas de los materiales que se utilizan, el costo de los mismos y el tiempo requerido al momento de la construcción de este tipo de muros.

Hablando del aspecto de materiales el concreto prefabricado, tiene características de homogeneización y control de calidad más estricto. Esto debido a que dentro de la planta se posee un ambiente controlado, bajo el cual el concreto desarrollará su resistencia sin ninguna

complicación de esfuerzos tensionales o de contracción debido a una pérdida de humedad repentina, casos que pueden suceder en fundiciones bajo condiciones de sol. La prefabricación del concreto nos ayuda a tener piezas en serie, en donde el desperdicio de es menor, teniendo una mejor eficiencia en la utilización de la materia prima.

Para el caso de los materiales utilizados en la construcción de muros de contención a base de mampostería con pines, los blocks utilizados tienen un grado de homogeneidad al igual que los elementos prefabricados, con lo que se asegura que existe una resistencia mínima a compresión de los elementos utilizados. No así con el concreto o lechada utilizada para el relleno de las secciones de mampostería con pines a lo largo del muro de contención.

El principal propósito de utilizar elementos prefabricados es optimizar las secciones para resistir la misma presión de suelo, al tener secciones más pequeñas el costo de materiales disminuye y el manejo de piezas se vuelve más eficiente, con lo que se logran reducir costos de instalación de los elementos prefabricados.

Utilizando el método tradicional para la construcción de muros de contención se debe de tomar en cuenta el tiempo necesario para la finalización de los trabajos. Generalmente no se le pone énfasis a estos costos indirectos, que llegan a ser un factor importante en el proceso de un proyecto de construcción, ya que mientras más tiempo se tarde en finalizar la construcción, mayor será el costo indirecto de los trabajos y por lo tanto, se tendrá una menor rentabilidad. El tiempo aproximado para realizar un levantado de 3.5 metros de altura a lo largo de 8 metros lineales es de 6 a 8 días de trabajo, tomando en cuenta únicamente el levantado del muro sin el cimientto. Esto incurre en gastos indirectos sobre los costos del material al momento del precio del muro de contención. En la Tabla No. 8 se pueden observar algunos precios para muros de contención en voladizo utilizando mampostería con pines.

Tabla No. 8. Precios de muros de contención en voladizo de mampostería con pines.

Altura (m)	Precio/ml
1	Q 1,247.80
1.2	Q 1,521.68
1.3	Q 1,601.00
1.4	Q 1,633.91
1.5	Q 1,750.62
1.6	Q 1,811.28

Continuación Tabla No. 8. Precios de muros de contención en voladizo de mampostería con pines.		
Altura (m)	Precio/ml	
1.7	Q	1,924.49
1.9	Q	2,150.90
2	Q	2,186.54
2.5	Q	2,392.34
3	Q	2,521.63
3.5	Q	2,941.91

En los anexos se encuentran fotografías del proceso constructivo de muros de contención de esta naturaleza, para un mejor entendimiento del procedimiento y metodología constructiva.

A continuación se muestran tablas con el costo aproximado de concreto y acero para un tramo de dos metros de longitud, con lo que se puede realizar una comparación respecto al costo de construcción de muros de contención por el método tradicional.

Tabla No. 9. Precio del concreto en elementos prefabricados.

Elemento	Cantidad	m³/unidad	Precio Unitario		Total	
Poste	2 u	0.13125	Q	1,100.00	Q	144.38
Plancha	12 u	0.72	Q	1,100.00	Q	792.00
Cimiento	2 ml	1.25	Q	1,100.00	Q	1,375.00

Para esta integración, se tomó en cuenta dos unidades de poste, ya que son necesarios dos postes para finalizar y estabilizar el muro de contención. Cabe mencionar que el costo de este poste extra se amortiza o compensa, según la longitud total del muro de contención, debido a que el costo del mismo se reparte a lo largo del precio unitario dependiendo de la cantidad de postes utilizados en el sistema de retención.

Tabla No. 10. Precio del acero en elementos prefabricados.

Elemento	Cantidad	qq/unidad	Precio Unitario	Total
Poste	2 u	2.4996	Q 360.00	Q 899.86
Plancha	12 u	1.4263	Q 360.00	Q 513.47
Cimiento	2 ml	0.888	Q 360.00	Q 319.68

Con el costo de materiales de los elementos prefabricados, se realizó una integración de costos indirectos para el montaje de las piezas prefabricadas en el sitio, a continuación se detallan los costos, en donde se toman en cuenta transporte, montaje, almacenamiento.

Tabla No. 11. Integración de costos generales para una sección de dos metros de muro de contención.

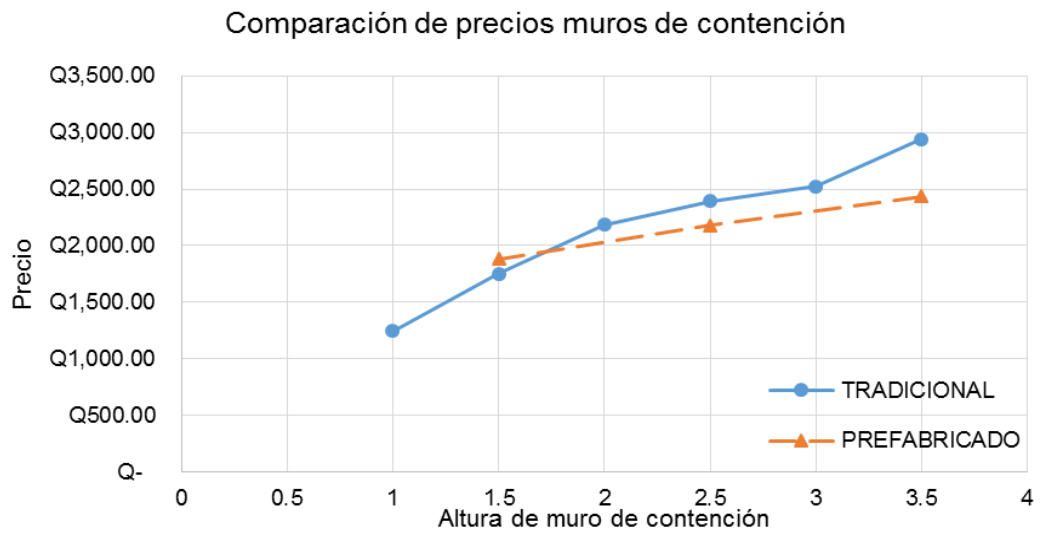
Elemento	Cantidad	Unidad	Precio Unitario ⁵	Total
Poste	2	unidad	Q 522.12	Q 1,044.23
Planchas	12	unidad	Q 54.39	Q 652.73
Cimiento	2	ml	Q 847.34	Q 1,694.68
Transporte	1	global	Q 450.00	Q 450.00
Montaje	1	global	Q 800.00	Q 800.00
Excavación	2.25	m3	Q 25.95	Q 58.39
TOTAL POR TRAMO DE 2 M				Q 4,700.03

Se puede observar en la integración de los costos de los elementos prefabricados que el costo por metro lineal de muro de contención, se hace más eficiente mientras la altura del muro crece, esta tendencia de costos, además del realce a nivel mundial de la utilización de elementos prefabricados hacen de la propuesta una alternativa viable.

⁵ Algunos valores fueron extraídos de datos estadísticos por parte de la Cámara Guatemalteca de la Construcción, en valores promedio hasta el año 2010.

La tendencia a nivel mundial del costo de mano de obra, es el alza en el costo de este recurso, este es uno de los principales motivos que en países de alto desarrollo se utilicen este tipo de materiales. Utilizando este hecho como premisa, se puede concluir que la utilización de esta metodología es factible y en un futuro podría ser una de las alternativas más baratas del mercado.

Por último se realizó una comparativa en precios estimados respecto modulación de muros de contención utilizando elementos prefabricados de concreto para alturas de 1 y 2 metros, en donde se comparó con precios obtenidos de muros de contención de mampostería en voladizo. Se pudo observar que mientras la altura del muro de contención aumenta, la tendencia es que el precio de los elementos prefabricados es más eficiente y por lo mismo, esta opción se convierte en la alternativa más económica y eficiente, tomando en cuenta precio y tiempo de colocación.



VII. CONCLUSIONES

- Se presentó una solución viable, para agilizar el proceso constructivo de muros de contención, aplicable en la República de Guatemala, utilizando elementos de concreto prefabricados.
- Dentro del diseño realizado para los elementos prefabricados se optimizó la geometría y modulación de las planchas, para lo cual se obtuvo una mejor compatibilidad con las diferentes condiciones de terreno que se pueden presentar, al momento de la utilización de este método como retención de suelo.
- Las normativas guatemaltecas vigentes, se pudieron aplicar al diseño estructural de los elementos en cuestión, con lo que se realizó un análisis sísmico de los mismos y con lo que se obtuvo un sistema de retención con características sismo-resistentes, para un periodo de 50 años.
- Se comparó la propuesta de muro de contención en voladizo utilizando elementos prefabricados de concreto contra las propuestas típicas de muros de contención en voladizo a base de mampostería con pines. Sabiendo que el tiempo de construcción de muros de contención mediante la metodología tradicional es más lenta que la metodología utilizando elementos prefabricados propuesta, el costo de esta propuesta es más costosa, se ahorra tiempo de construcción el cual puede definir la finalización de acuerdo a planificación de un proyecto de construcción.
- Dentro del diseño de elementos, se realizó una comparación en la utilización del pre-esforzado para la optimización de perfiles, específicamente, en el diseño de las planchas que transmiten los esfuerzos de flexión y corte hacia los contrafuertes. Se concluyó, que aunque la utilización del pre-esforzado si reduce la sección de las planchas en un 20%, no es factible la utilización del mismo para alturas de retención menores a 3.5 metros, ya que el ahorro de material no justifica la inversión en equipo para pre-esforzado, ni el costo de los torones a utilizar en estos elementos, para propuestas de mayor altura, esta metodología podría reducir significativamente las secciones y aportar en la eficiencia económica del sistema.

- Las propiedades del relleno deben de tener un mínimo de 30° para en ángulo interno de fricción para poder utilizar el diseño presentado, esto debido a las implicaciones sísmicas del suelo retenido y estabilidad local del sistema de retención.
- Para la construcción de los elementos prefabricados de concreto, se debe de utilizar un concreto con resistencia de 5000 psi a los 28 días, con lo que se asegura la funcionalidad total del sistema de retención. Resistencia factible al ser elementos fundidos en planta, con un control y calidad más estrictos y estandarizados.
- El método mediante elementos prefabricados de concreto, es una alternativa muy viable para la construcción de muros de contención en voladizo, debido a su rapidez de en la colocación, calidad controlada y costos viables para su utilización.
- Se analizaron diferentes alturas de muros de contención en voladizo y se pudo observar, que cuando la altura del muro aumenta, la opción más viable es la utilización de muros de contención con elementos prefabricados de concreto.

VIII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un estudio del suelo a retener y las propiedades de la capacidad de soporte del suelo debajo del cimiento, esto nos asegurará que se el muro de contención trabaje de manera adecuada, trabajando establemente a lo largo de su uso.
- Es recomendable colocar drenajes detrás del muro de contención para evitar que aumente la presión lateral considerablemente, la utilización de barbacanas o drenes utilizando geotextiles para la captación del agua son técnicas bastante adecuadas para la liberación de presión de poro en el relleno retenido.
- Es necesario realizar una prueba del sistema ya armado, previo a la manufactura en serie de los elementos prefabricados, para poder encontrar puntos de mejora en la geometría de los mismos y respaldar los cálculos realizados, mediante dichas pruebas.
- Se debe evaluar cada caso como particular, para asegurar el buen funcionamiento del muro de contención, para las especificaciones y requerimientos mínimos del terreno y sobrecarga.
- Se recomienda cambiar el refuerzo en función de la zona sísmica donde sea requerido el muro de contención.
- Se recomienda realizar un análisis comparativo con otros sistemas prefabricados para retención de suelos, tomando en cuenta los alcances de cada uno de estos sistemas.
- Se recomienda realizar un análisis comparativo con las metodologías de muros de contención en voladizo existentes para identificar el rango de altura en donde la metodología propuesta es la opción más eficiente, económicamente hablando.

IX. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC, USA.
- ACI, American Concrete Institute. 2011. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11)*. MI, USA: ACI.
- AGIES. 2010. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala, Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
- ASCE. 2010. *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*. Reston, American Society of Civil Engineers.
- Anónimo. 2007. *Resistencia al corte - Estados de tensiones*. Santa Fe: Universidad Tecnológica Nacional. P.14
- Bowles, Joseph. 1997. *Foundation Analysis and Design*. 5ta ed. Peoria, Illinois, USA: McGraw Hill. P. 1207
- Budhu, Muni. 2008. *Foundations and Earth Retaining Structures*. Nueva Jersey, Jogn Wiley & Sons, Inc. P. 447
- Corporación Aceros de Guatemala. 2014. *Malla electro soldada*. Obtenido de Aceros de Guatemala: <http://www.acerosdeguatemala.com/producto-nuevo/malla-electrosoldada-ag>
- Das, Braja. 2008. *Advanced Soil Mechanics*. NY, USA. Taylor & Francis. P. 567
- Das, Braja. 2010. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5ta ed. Sacramento, USA: Cengage Learning. P. 743
- Day, Robert. W. 2006. *Foundation Engineering Handbook*. New York, USA: McGraw Hill.
- Gerwick, B. 1993. *Construction of Prestressed Concrete Structures*. 2nd ed. San Francisco, California, USA: Wiley Professional Paperback Series. P.591

- Holtz, Sheaman, & Kovacs. 2011. *An introduction to Geotechnical Engineering*. NJ, USA. Pearson Education. P. 853
- International Code Council, Inc. 2009. *International Building Code*. Illinois, International Code Council, Inc.
- Leoni, A. 1987. *Apuntes Resistencia al Corte*. Buenos Aires, Argentina. Universidad Nacional de La Plata. P. 9
- McCormac, J., & Brown, R. 2011. *Diseño de concreto reforzado*. 8va ed. New Jersey, USA: Alfaomega. P. 724
- Ou, Chang-Yu. 2006. *Deep Excavation*. London, England: Taylor & Francis. P. 532
- Pavco. 2012. *Sistemas de Subdrenaje*. Obtenido de Geosoft Pavco: <http://www.geosoftpavco.com/media/subdrenaje/pdf/brochure-subdrenaje.pdf>
- PCI. 2009. *Designing with precast and prestressed concrete*. USA: Precast/Prestressed Concrete Institute.
- Philipp, M. 2000. *Sistemas de Transporte y elevación para piezas prefabricadas*. Aschaffenburg, Alemania: Phillip Group.

X. APÉNDICES

A. Fotografías de proceso constructivo de muros de contención en voladizo por el método tradicional

Imagen No. 1. Cimiento corrido con pines.



Imagen No. 2. Colocación de blocks.



Imagen No. 3. Refuerzos de corte.



Imagen No. 4. Colocación de refuerzo para corte.



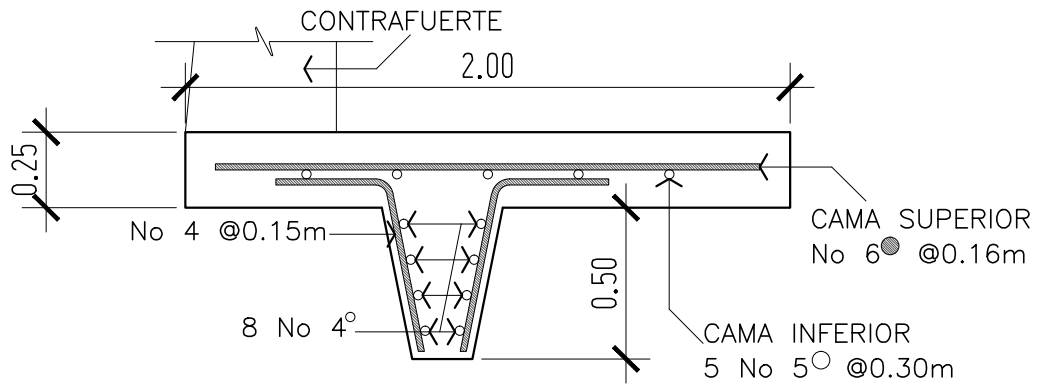
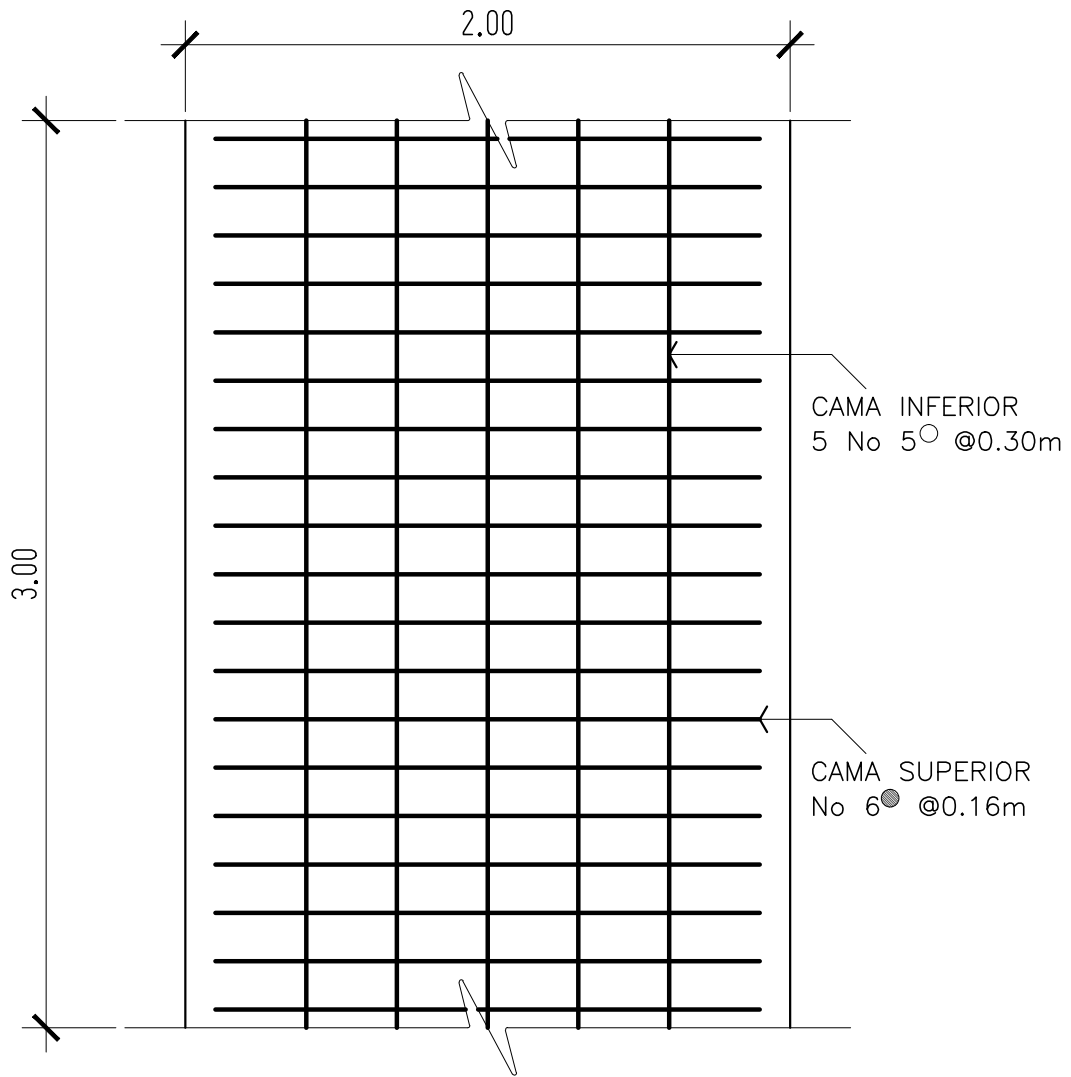
Imagen No. 5. Levantado del muro



Imagen No. 6. Mezcla utilizada para pega de block.

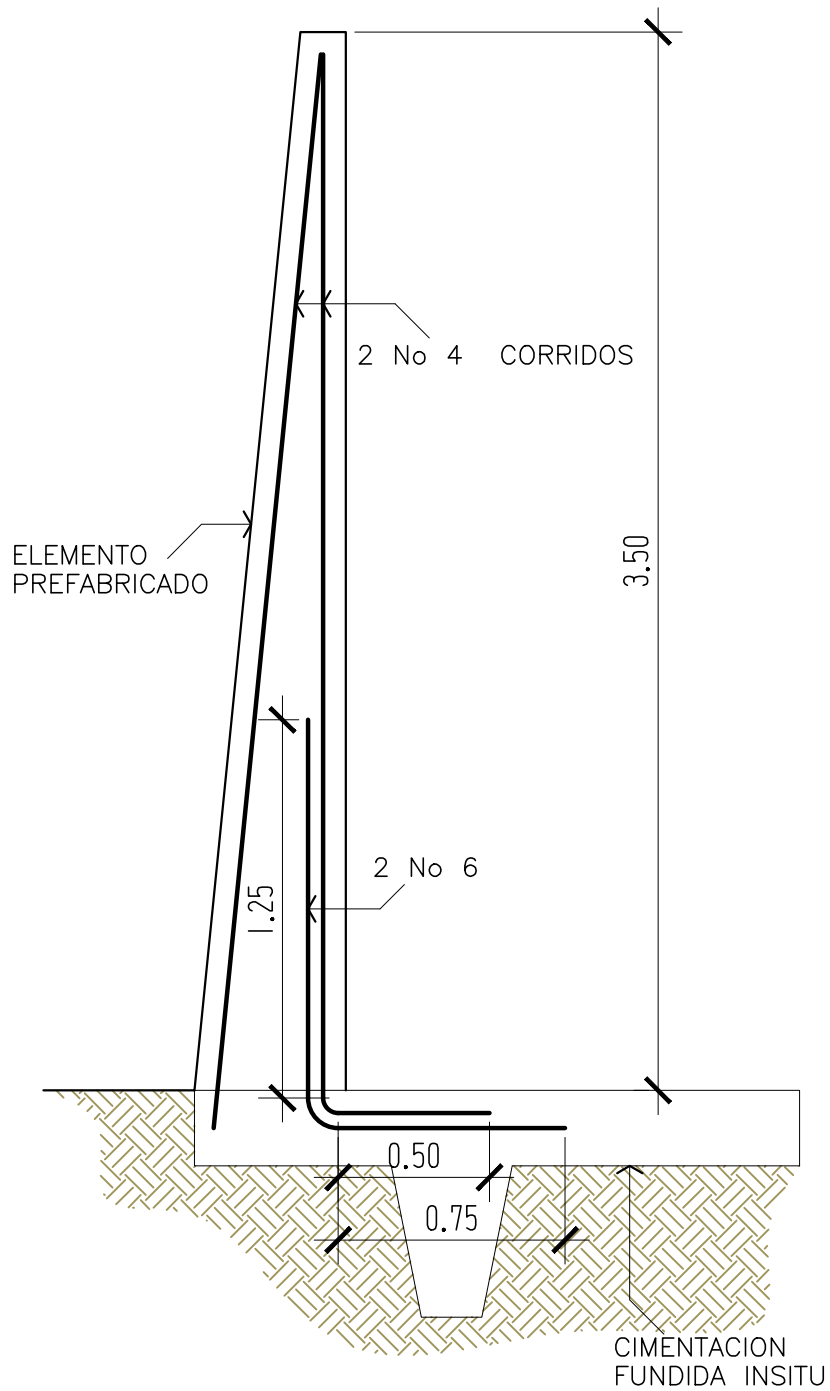


B. Planos



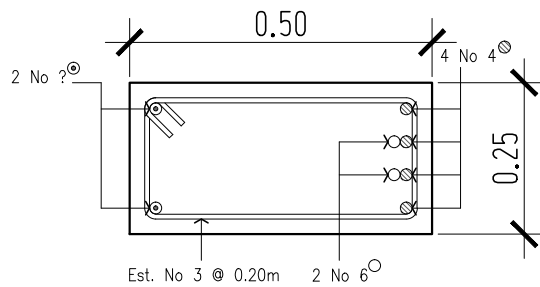
CIMIENTO CORRIDO
PLANTA + SECCION

ESC. 1/25



REFUERZO DE CONTRAFUERTE

ESC. 1/25

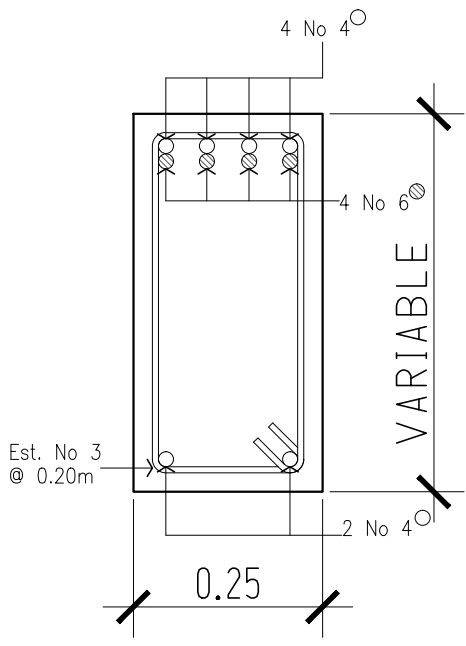
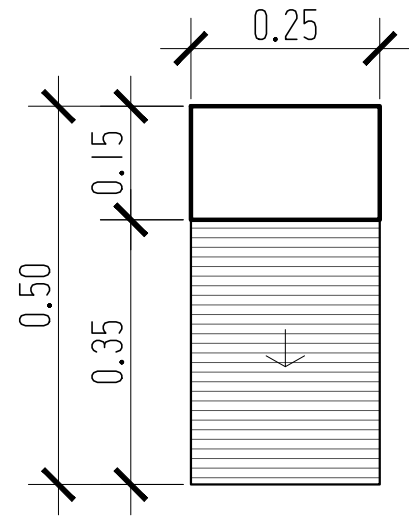


SECCION DE CONTRAFUERTE EN BASE

ESC. 1/12.5

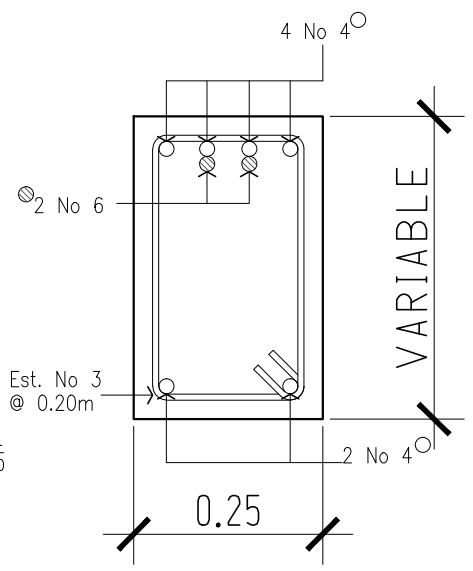
PLANTA DE CONTRAFUERTE

ESC. 1/7.5



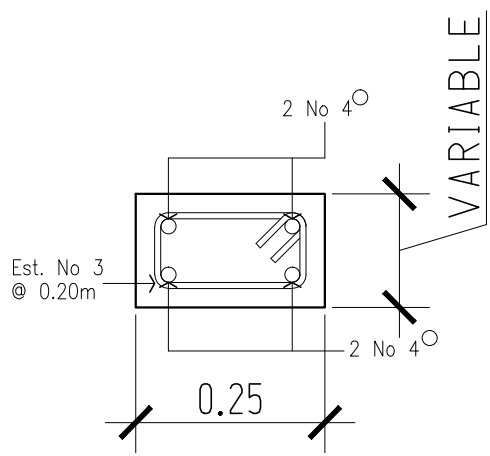
SECCION A - A' h=3.50m - 3.00m

ESC. 1/7.5



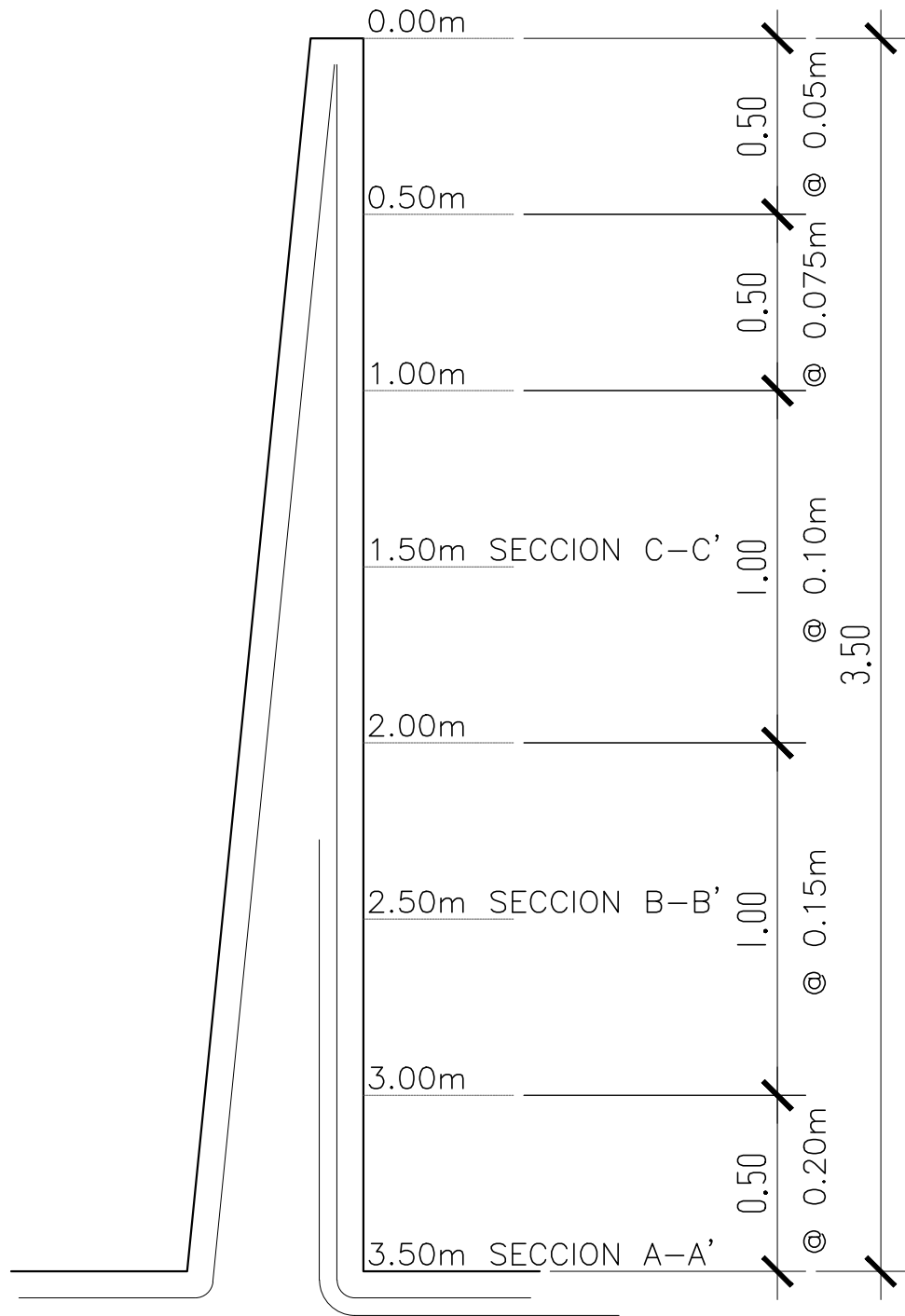
SECCION B - B' h=2.50m - 2.00m

ESC. 1/7.5

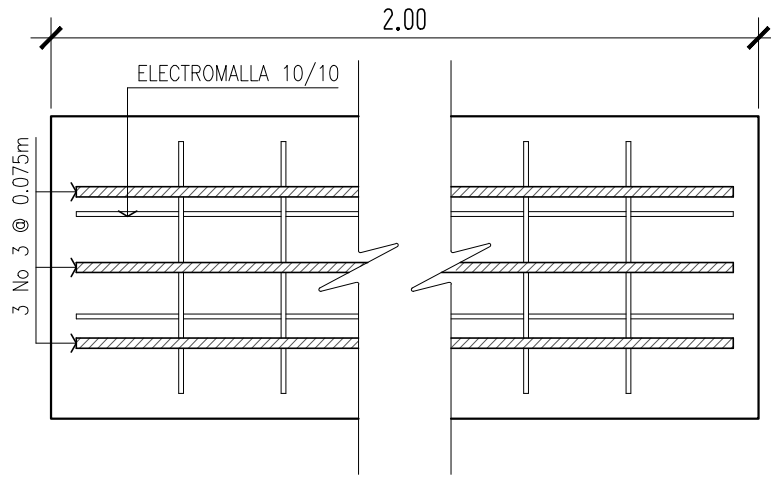
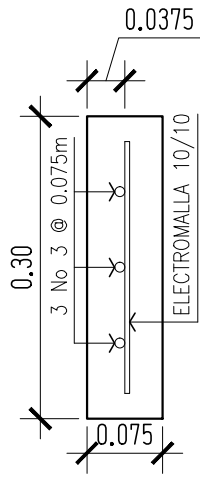


SECCION C - C' h=1.50m - 0.00m

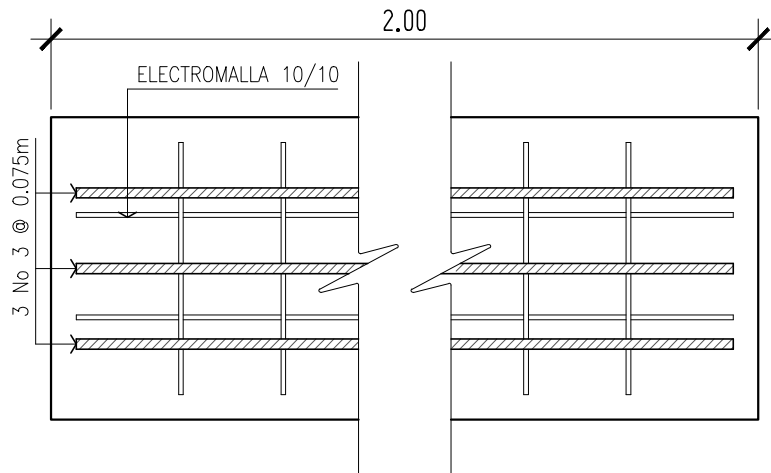
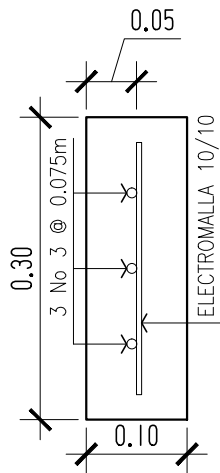
ESC. 1/7.5



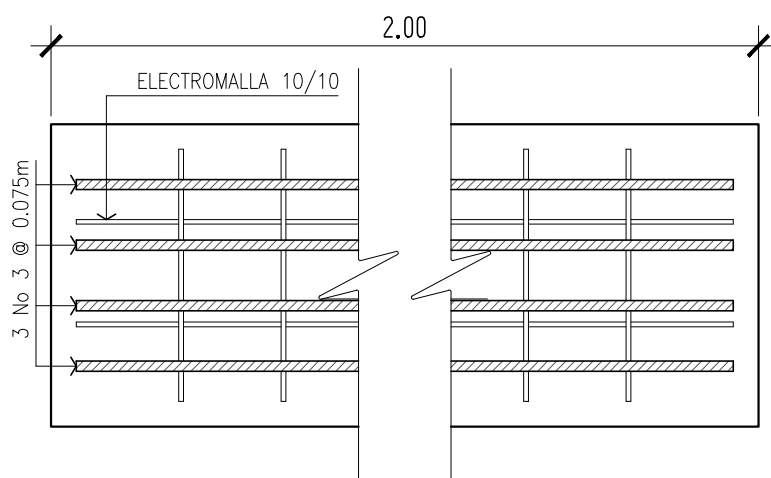
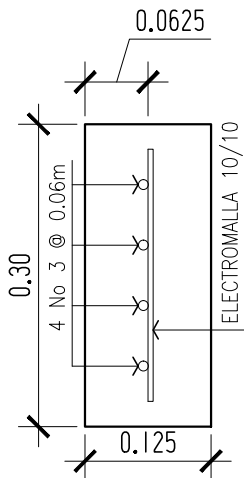
SISTEMA CONSTRUCTIVO DE CONTRAFUERTE



PLANCHA TIPO 1
HASTA 1.20 m



PLANCHA TIPO 2
HASTA 2.40 m



PLANCHA TIPO 3
HASTA 3.60 m

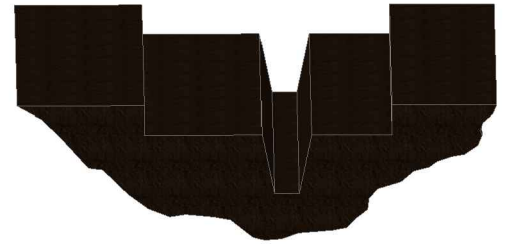
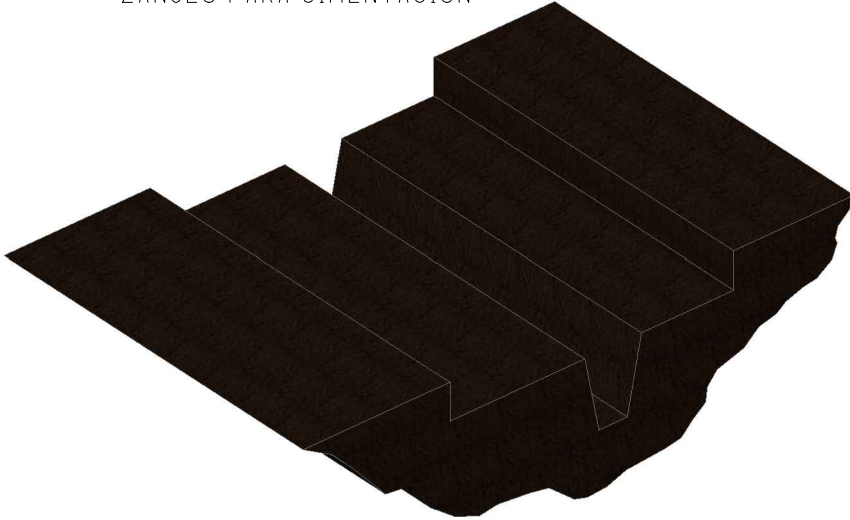


METODOLOGIA CONSTRUCTIVA

SIN ESCALA

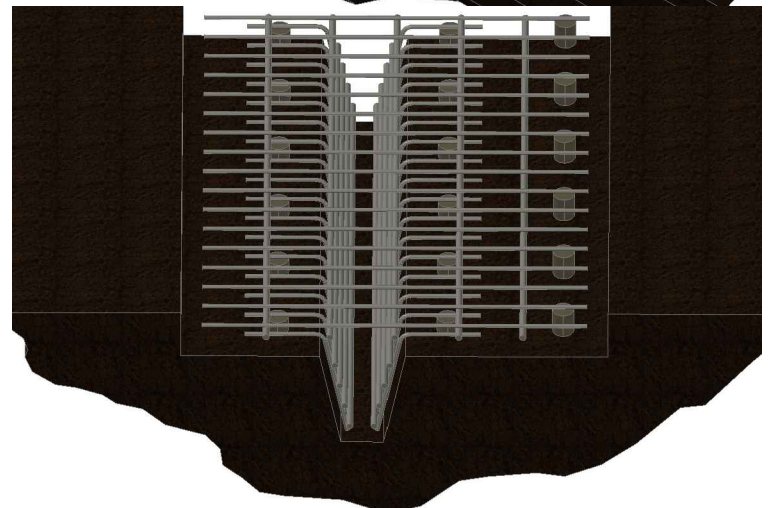
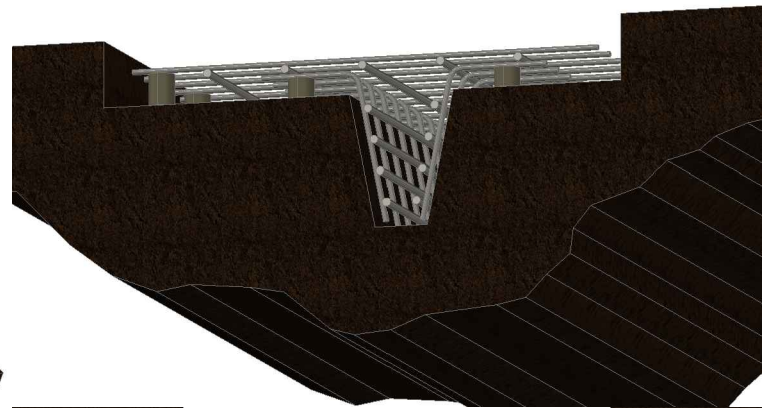
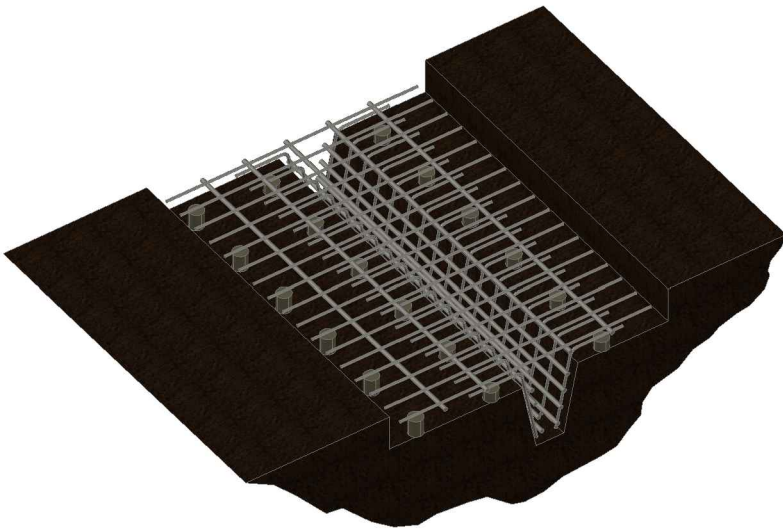
PASO 1

-ZANJEO PARA CIMENTACION



PASO 2

-ARMADURA DE CIMENTO

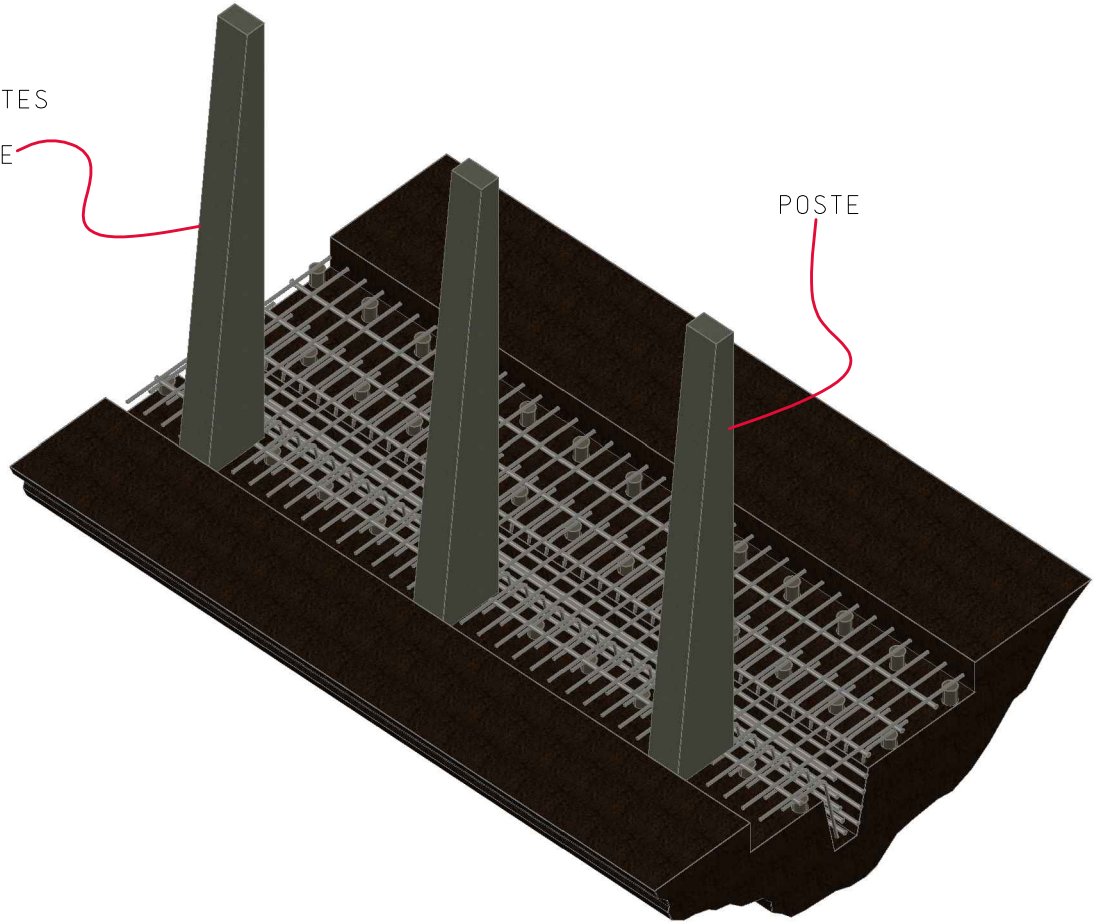


PASO 3

-COLOCACION DE POSTES

POSTE

POSTE

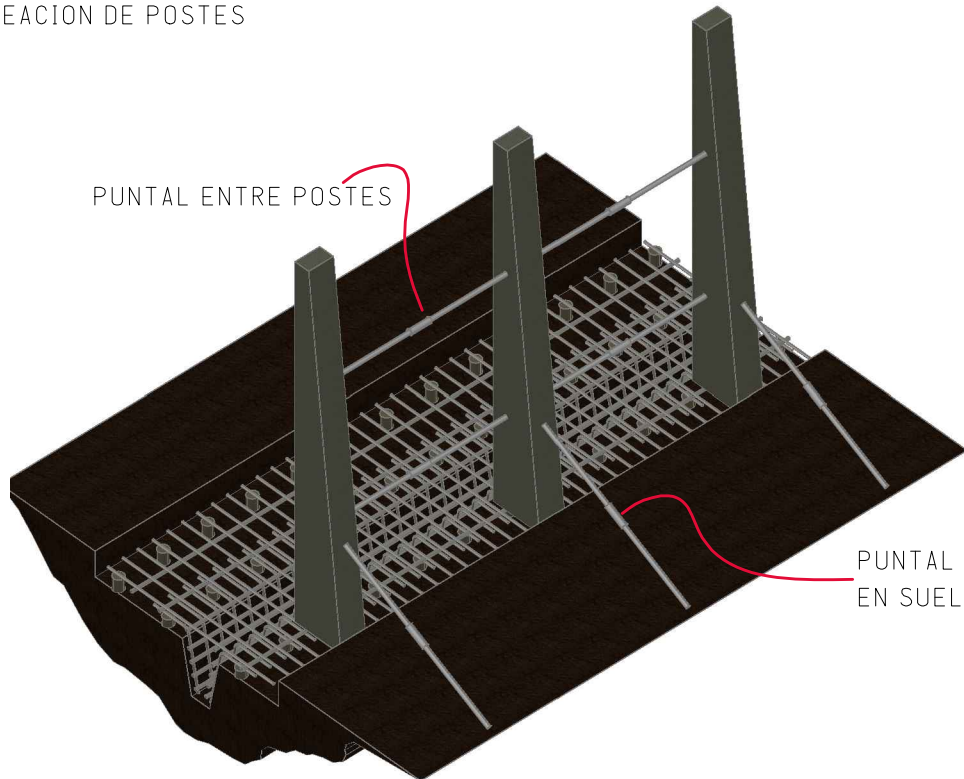


PASO 4

-PLOMO Y ALINEACION DE POSTES

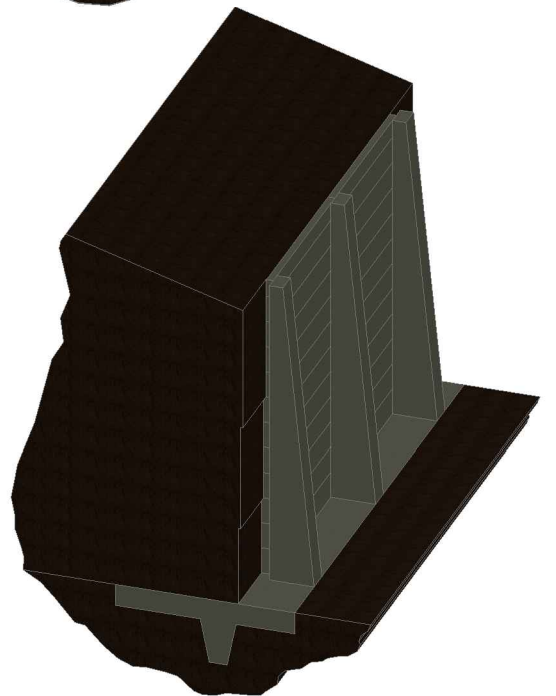
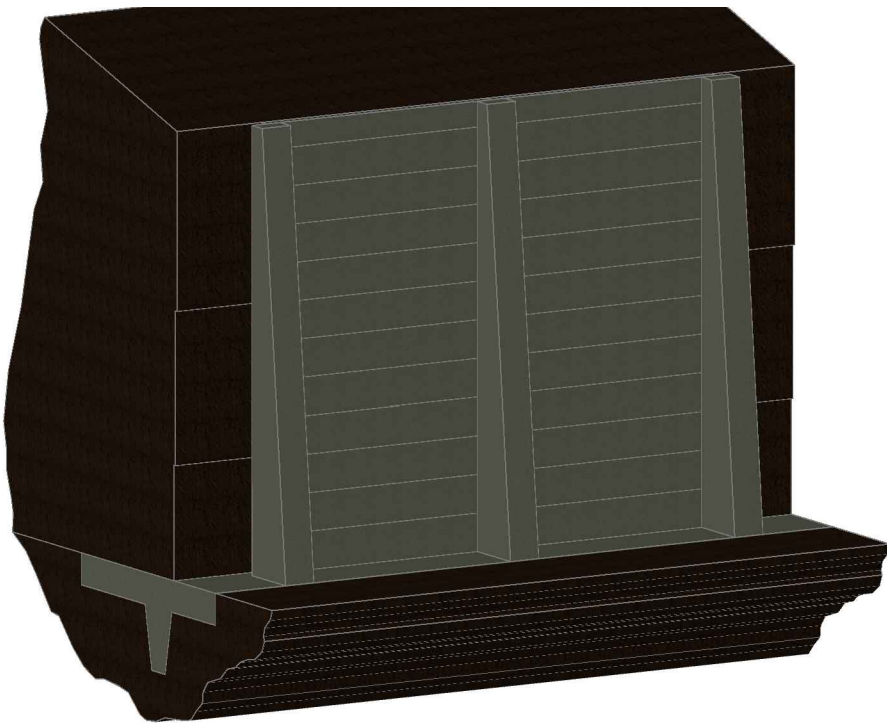
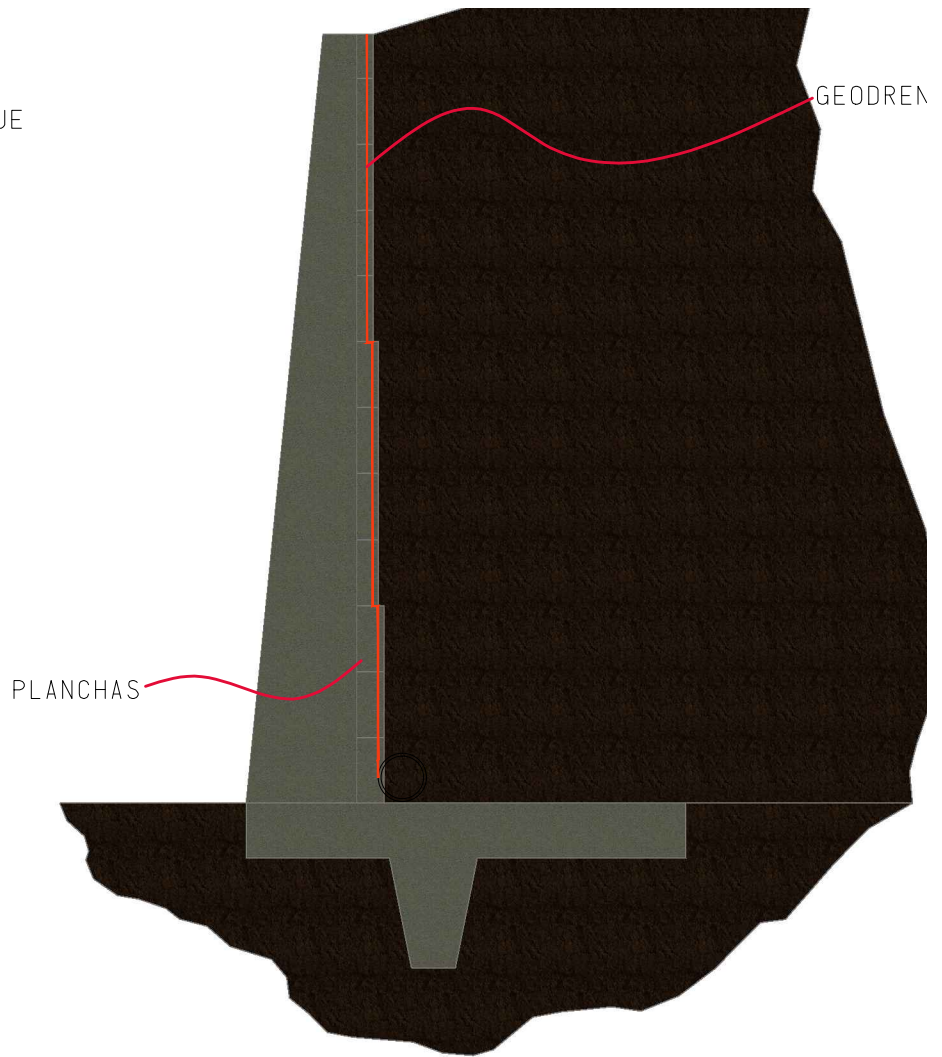
PUNTAL ENTRE POSTES

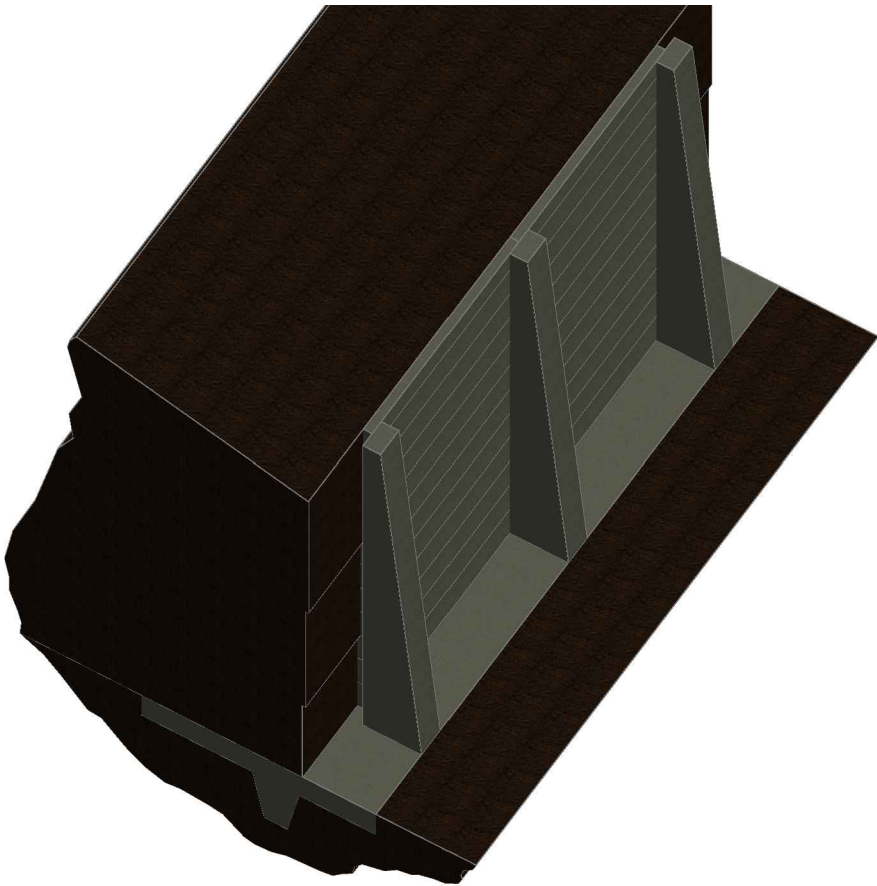
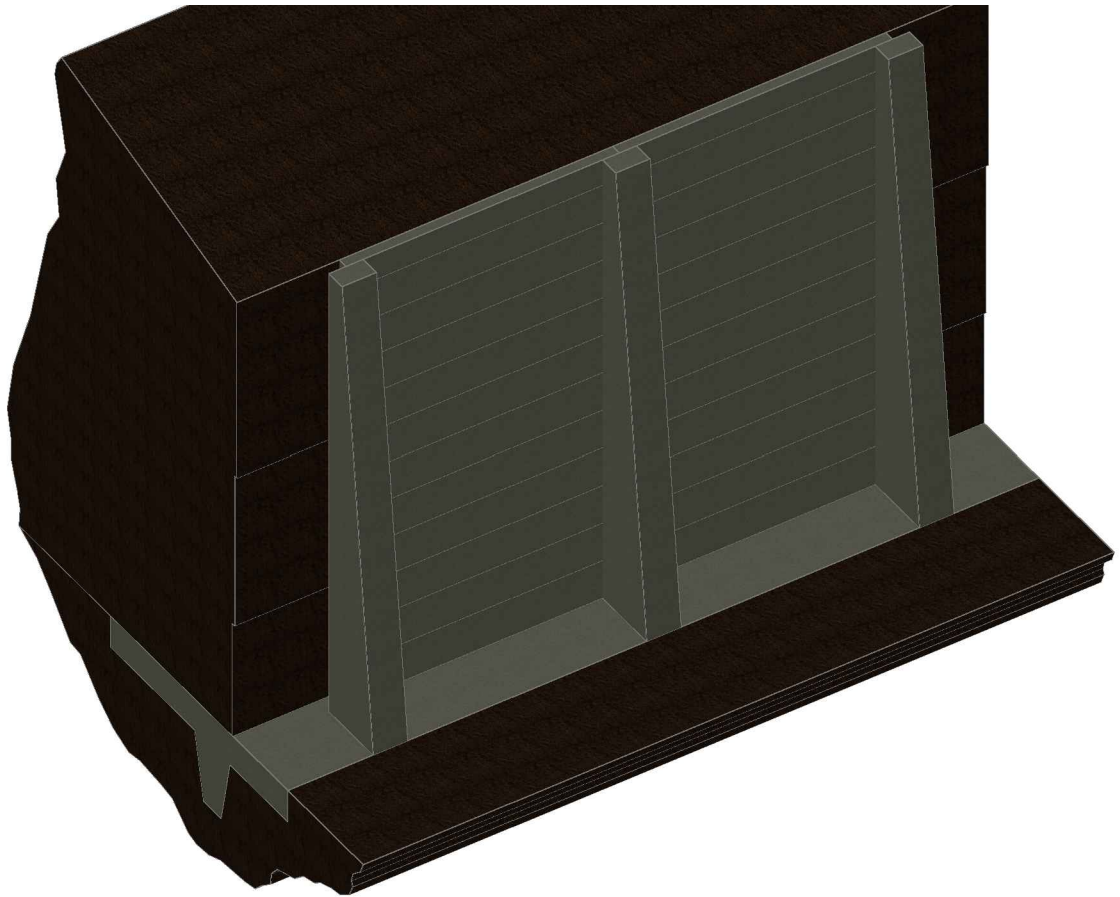
PUNTAL APOYADO EN SUELO



PASO 5

-COLOCACION DE PLANCHAS Y DRENAJE





VISTAS 3D. MURO DE CONTENCIÓN

SIN ESCALA