



**“ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y
LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL,
EN BOGOTÁ D.C.”**

CONTRATO DE CONSULTORÍA No. 1630 DE 2020

**ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.**

INF-EST--CASC-244-22

MEMORIA DE CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN – PROYECTO URBANO

CONSORCIO CS



BOGOTÁ, 2022 – Marzo - 30

PRODUCTO DOCUMENTAL

INF-EST--CASC-244-22

MEMORIA DE CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN – PROYECTO URBANO

CONTROL DE VERSIONES

Versión	Fecha	Descripción de la Modificación	Folios
Versión 00	15/02/22	Emisión Inicial	36
Versión 01	30/03/22	Atención a comentarios interventoría, oficio ISC-CAI-P1580-894	64
Versión 02	20/04/22	Atención a comentarios interventoría, oficio ISC-CAI-P1580-959	68

EMPRESA CONTRATISTA

VALIDADO POR:	Vo.Bo. POR:	APROBADO POR:
Ing. Jorge A. Padilla Romero Especialista en Estructuras	Ing. Miguel Sánchez Especialista en Geotecnia	Ing. Mario Ernesto Vacca G. Director de Consultoría

EMPRESA INTERVENTORA

REVISADO POR:	AVALADO POR:	APROBADO POR:
Ing. Alirio Soacha Sánchez Especialista en estructuras lineales		
Ing. Alirio Soacha Sánchez Especialista en estructuras de edificaciones	Ing. Wilmer Alexander Rozo Coordinador de Interventoría	Ing. Oscar Andrés Rico Gómez Director de Interventoría

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

TABLA DE CONTENIDO

CONTENIDO

1	INTRODUCCION.....	5
2	OBJETIVO.....	5
2.1	Objetivo general	5
2.2	Objetivos específicos.....	5
3	ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION	6
4	DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	9
5	MATERIALES.....	12
6	REGLAMENTOS Y NORMAS DE DISEÑO	13
7	DISEÑO ESTRUCTURAL	14
7.1	Diseño de escaleras tipo	15
7.2	Diseño de zapata ZC-01 Lindero.....	17
7.3	Diseño de muro de contención tipo MC-04, P3	19
7.3.1	Diseño de zapata.....	21
7.3.2	Diseño a flexión de muro de 30cm	23
7.3.3	Diseño a cortante de muro de 30cm.....	24
7.3.4	Diagrama de presiones de tierras.....	25
7.4	Diseño de muro tabla estaca-01, P3.....	27
7.4.1	Diseño a flexión	27
7.4.2	diseño a cortante	28
7.5	Diseño de muro de contención tipo MC-03C, P5.....	30
7.5.1	Diseño de zapata.....	32
7.5.2	Diseño a flexión de muro de 30cm	34
7.5.3	Diseño a cortante de muro de 30cm.....	35
7.5.4	Diagrama de presiones de tierras.....	36
7.6	Diseño de muro de contención tipo MC-A, P6.....	38
7.6.1	Diseño de zapata.....	40
7.6.2	Diseño a flexión de muro sección variable, 45cm - 30cm.....	42
7.6.3	Diseño a cortante de muro sección variable, 45cm - 30cm	43
7.6.4	Diagrama de presiones de tierras.....	44
7.7	Diseño de muro de contención tipo MC-01, P6	46
7.7.1	Diseño de zapata.....	48
7.7.2	Diseño a flexión de muro 30cm.....	50
7.7.3	Diseño a cortante de muro 30cm.....	51
7.7.4	Diagrama de presiones de tierras.....	52
7.8	Diseño de muro de contención tipo MC-02, P3	54
7.8.1	Diseño a flexión de muro 25cm	54
7.8.2	Diseño a cortante de muro 25cm.....	55
8	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MUROS DE CONTENCION	57
9	CONCLUSIONES.....	59
10	ANEXO A DISEÑO DE TABLAESTACA	60
11	ANEXO B INVENTARIO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	65

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – PLANTA DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN P3	9
FIGURA 2.2 – GEOMETRÍA MUROS DE CONTENCIÓN	11
FIGURA 9-1. PANORÁMICA PILONA 3	61
FIGURA 9-2. ESQUEMA MURO PANTALLA PROYECTADO PILONA 3.....	61
FIGURA 9-3. DIAGRAMA DE PRESIONES MURO PANTALLA PROYECTADO PILONA 3.....	62



	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

1 INTRODUCCION

En el marco del Contrato de Consultoría No. 1630 de 2020 del Instituto de Desarrollo Urbano - IDU, cuyo objeto es “Actualización, Ajustes y Complementación de la Factibilidad y los Estudios y Diseños del Cable Aéreo en San Cristóbal, en la ciudad de Bogotá D.C.” el Consorcio CS se permite entregar a la Interventoría el presente documento que contiene los productos y subproductos de la especialidad de estructuras a nivel de FACTIBILIDAD.

El presente informe contiene la evaluación estructural a partir del proyecto urbano, el cual comprende muros de culata o colindantes, muros de contención para definir niveles de plazuelas o contención de escaleras.

Los diseños estructurales de muros son acordes al tipo de estructura recomendado para la implantación de estos en las diferentes zonas requeridas indicadas en el párrafo anterior. Del informe geotécnico INF-GEO--CASC-043-21, INFORME DE DISEÑOS DEFINITIVOS-GEOTECNIA se obtuvieron además las propiedades del suelo, capacidades de carga respecto a las diferentes zonas geotécnicas donde se ubican cada una de las pilonas, y en donde se realizará la mejora en estas a partir del proyecto de urbanismo.

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo general

Realizar el informe de factibilidad del proyecto “Actualización, Ajustes y Complementación de la Factibilidad y los Estudios y Diseños del Cable Aéreo en San Cristóbal, en la ciudad de Bogotá D.C.” en donde se concluyan los diseños estructurales de los muros de contención o lindero de las obras complementarias, como lo son del proyecto de urbanismo.

2.2 Objetivos específicos

De acuerdo con los requerimientos técnicos de la normatividad vigente, del contrato y sus apéndices, incluidos en los términos de referencia para el presente proyecto, se definen los objetivos específicos del presente informe:

1. Diseño estructural de muros de contención y muros culata o colindantes.
2. Identificación de cimentaciones que pudieran causar sobrecargas o el comportamiento a las viviendas colindantes.
3. Evaluar la mejor solución estructural con base en las recomendaciones geotécnicas.
4. Evaluación del tipo de procedimiento constructivo a emplear.

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

3 ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Las estructuras de contención son utilizadas para resistir los empujes laterales producidos por un material almacenado, por un líquido o bien por materiales sueltos a los que por determinadas razones no se pueda permitir que adopten su talud natural. Esto ocurre generalmente en excavaciones, desmontes o terraplenes en donde el ancho de estos es limitado ya sea por colindancias o bien porque así lo requiere el proyecto.

Los muros de contención en voladizo que son de concreto reforzado se utilizan cuando no se desea tener grandes volúmenes de muro y evitar con esto, la transmisión de mayores esfuerzos a la cimentación. Su condición de equilibrio depende fundamentalmente de la base de sustentación del muro, ya que, la losa de cimentación deberá tener las dimensiones necesarias para evitar los efectos de deslizamiento y volteo.

Generalmente los muros de retención deben proyectarse para soportar la presión hidrostática y la del terreno, pero usualmente no se diseña dicho muro para resistir la presión hidrostática, por lo tanto, deben estar provistos de sistemas para drenar el agua. Estos drenes deben estar colocados aproximadamente a cada 3m, tanto en dirección vertical como horizontal.

Las fuerzas principales que se deben de tomar en cuenta para el análisis de cualquier tipo de muro de retención son las siguientes:

El peso propio del muro que se puede obtener con precisión si se conocen sus dimensiones reales.

El empuje que ejerce la presión de la tierra contenida, el cual no ha sido posible determinarlo con exactitud, sin embargo, existen teorías como las de Rankine y Coulomb que son representadas por ecuaciones de aplicación práctica y sencilla. Según estas teorías, el empuje de tierras sigue una ley lineal que es directamente proporcional a la profundidad, es decir, la línea de presiones forma un triángulo cuya resultante pasa a un tercio de la altura y es igual al área total del triángulo.

Cuando existen cargas adicionales en la superficie del terreno contenido y estas son originadas por losas de concreto, vías de ferrocarril, carreteras, estructuras, maquinaria, etc., el empuje se incrementa produciendo el mismo efecto que si aumentara la altura del terreno por contener. Esta sobrecarga está dada generalmente en términos de una altura equivalente del suelo, siendo esta igual a la carga adicional dividida entre el peso volumétrico del mismo, y el incremento del empuje se refleja, al aumentar la presión del terreno en cada punto linealmente

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Existen algunos factores cuya acción puede incrementar también la magnitud de los empujes tales como las heladas, la expansión de los materiales de relleno, sismos, vibraciones, procesos de compactación, etc.

En lo que respecta a la fuerza sísmica que actúa sobre los muros, esta se debe considerar para la revisión de la estabilidad por cargas accidentales, y se puede obtener tomando en consideración el peso del terreno que actúa sobre la superficie crítica de deslizamiento, y un valor del coeficiente sísmico que depende del tipo de terreno donde se desplanta la estructura.

En el procedimiento a seguir en el diseño de muros de retención, consiste en la repetición sucesiva de dos pasos:

- a) Selección tentativa de las dimensiones.
- b) Revisión de la estabilidad del muro bajo las fuerzas que lo solicitan.

Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se ajustan las dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a que se encuentra sometida.

Para llevar a cabo el análisis, es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación tales como empuje del terreno, sobrecargas, peso propio y peso propio del relleno, y después se investiga su estabilidad con respecto a:

1. Volteo
2. Deslizamiento
3. Presiones sobre el terreno
4. Resistencia como estructura

Cálculo del factor de seguridad contra volteo

El factor de seguridad se obtiene dividiendo el momento resistente entre el momento de volteo. Los valores que normalmente se utilizan son de 1.5 para materiales granulares y de 2.0 para cohesivos.

La resultante de las cargas deberá estar localizada de tal manera que se asegure la estabilidad del muro, esta generalmente es determinada por las dimensiones del muro y se hace pasar por dentro del tercio medio de la base, con el objetivo de garantizar que no haya tensiones en el extremo de esta.

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Cálculo del factor de seguridad contra deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento resulta de dividir la fuerza que resiste al mismo, la cual depende del coeficiente de fricción del terreno de cimentación, entre la fuerza horizontal que tiende a causar el deslizamiento y que es la componente horizontal de la resultante de las fuerzas.

El valor del factor de seguridad así obtenido no deberá ser menor a 1.5.

Cuando la fuerza tangencial que pueda desarrollarse entre el terreno de cimentación y la base del muro sea insuficiente para garantizar el factor adecuado, se pueden utilizar dentellones o dientes de sierra en la zapata o bien incrementar su ancho para dar más área de contacto.

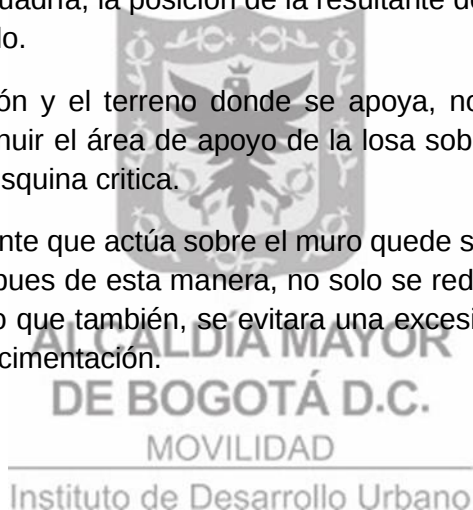
Calculo de las presiones que el muro transmite al suelo

Es necesario comprobar que la presión que se ejerce en el terreno existente debajo de la zapata del muro no sobrepase la carga admisible considerada para el terreno.

Al aplicar la fórmula de la escuadría, la posición de la resultante de las cargas nos determina los estados de esfuerzos del suelo.

Entre una losa de cimentación y el terreno donde se apoya, no pueden existir esfuerzos de tensión, por lo tanto, al disminuir el área de apoyo de la losa sobre el terreno, los esfuerzos de compresión aumentan en la esquina crítica.

Es conveniente que la resultante que actúa sobre el muro quede situada dentro del tercio central de su base de sustentación, pues de esta manera, no solo se reducirá la carga máxima unitaria ejercida sobre el terreno, sino que también, se evitara una excesiva falta de uniformidad en las presiones transmitidas por la cimentación.



4 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con la información proporcionada, las pilonas 3, 4, 5, 6, 8, 9, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21 y 22, por el tema de urbanismo y paisaje se requieren estructuras de contención para los rellenos requeridos, los cuales varían de altura dependiendo de los niveles de terreno existentes y de los requeridos por proyecto arquitectónico, así, la geometría de los muros de contención variara de acuerdo con dicha altura. Para el caso particular de la pilona 3, existe colindancia con casas habitación un nivel mas arriba del terreno de la pilona, por tal motivo, se propuso que la contención fuera por medio de tablaestaca, cuyo diseño particular se encuentra en el anexo A.

Para las demás estructuras de contención, se proponen muros de contención de diferentes tipos dependiendo su ubicación dentro del terreno de la pilona, como ejemplo, ver la siguiente figura:

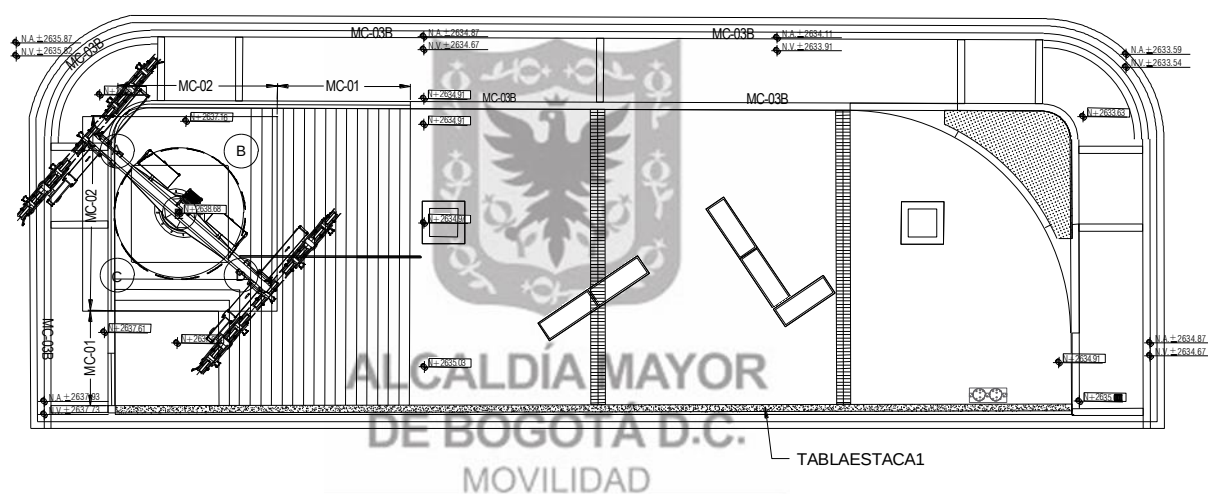
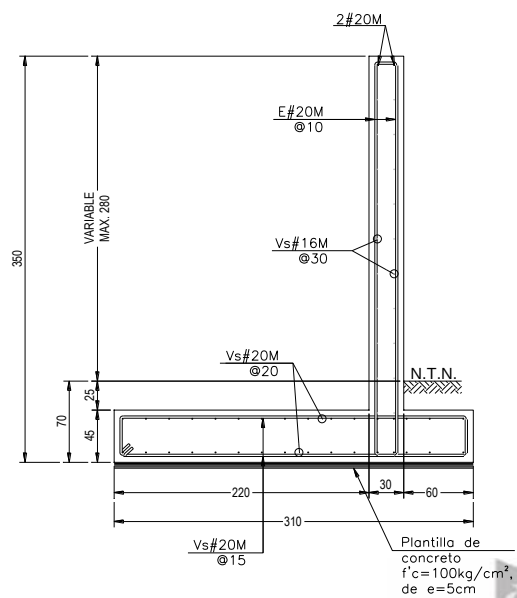
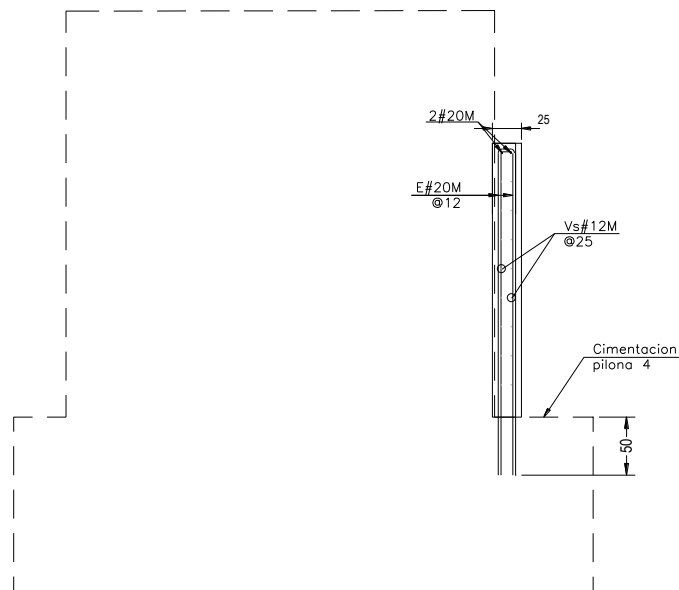


Figura 4.1 – Planta distribución de muros de contención P3

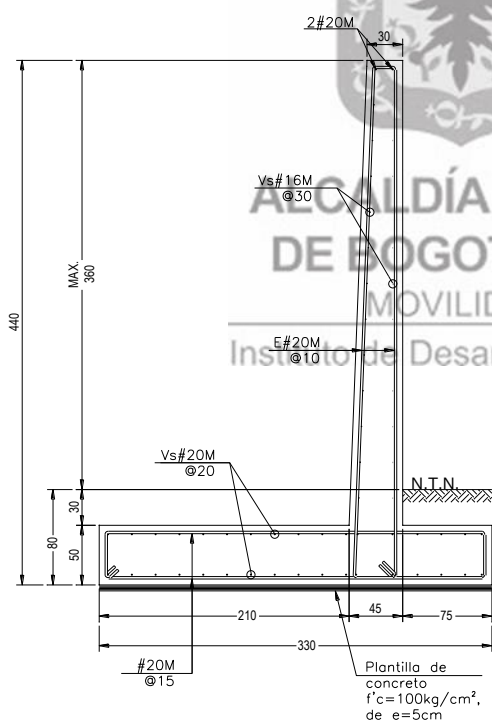
Los muros de contención resultantes, donde son requeridos, se muestran gráficamente en la figura de abajo y su ubicación variara de acuerdo con cada pilona:



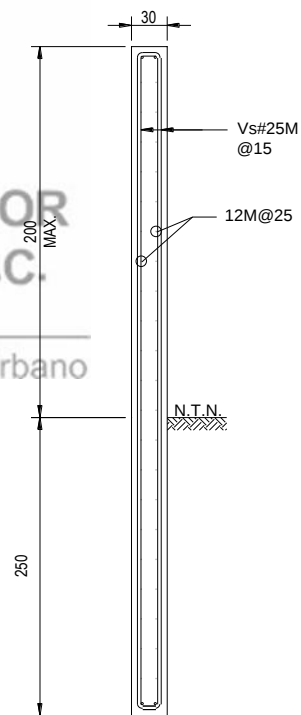
MURO MC-01



MURO MC-02



MURO MC-A



TABLAESTACA-01

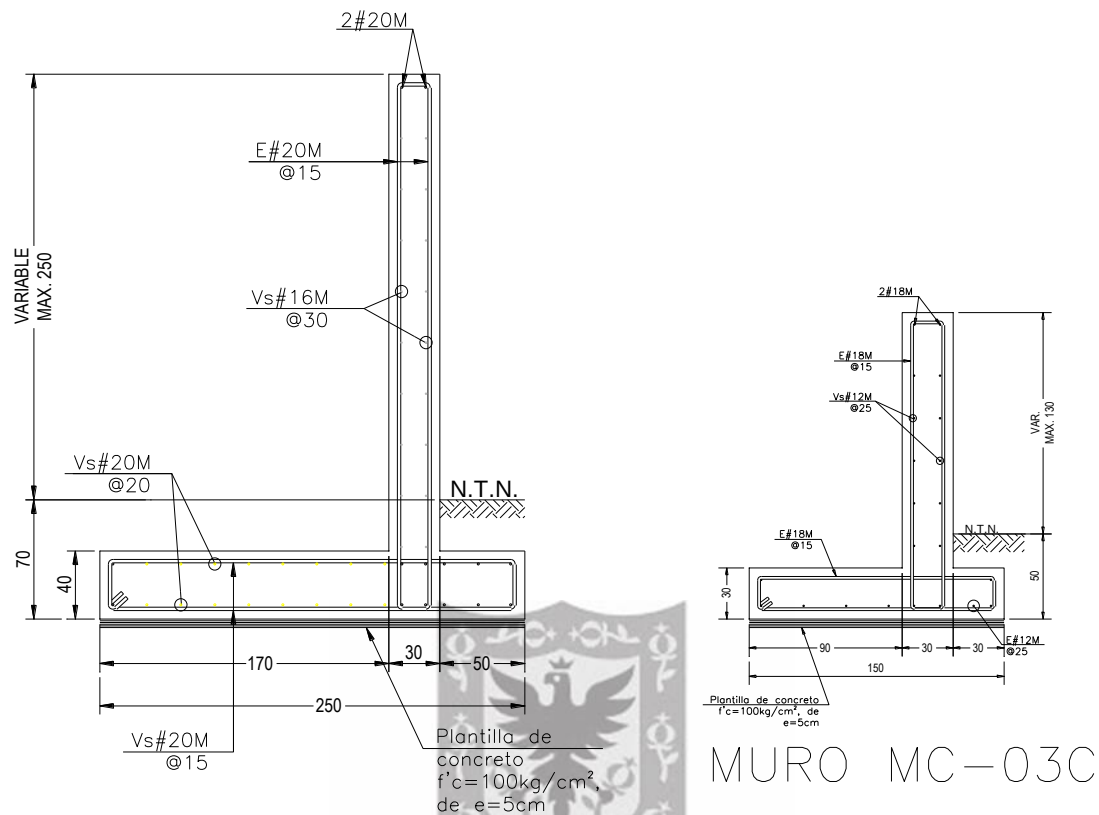


Figura 4.2 – Geometría muros de contención

5 MATERIALES

Columnas, trabes, muros y losas TT

Concreto clase I	$f'c =$	300	kg/cm ²
Peso volumétrico	$>$	2.40	ton/m ³
Masa por unidad de Volumen	$g =$	0.24	
Propiedades Isotrópicas			
Módulo de elasticidad	$E_c =$	$4800 \cdot f'c^{0.5}$	MPa
	$E_c =$	265,440.607	kg/cm ²
Módulo de Poisson	$u =$	0.2	
Coeficiente de Expansión Térmica	$A =$	0.0000099	
Módulo de Cortante	$G =$	100,600.25	kg/cm ²

Acero de Refuerzo R-42

Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y =$	4,200	kg/cm ²
	$f_u =$	6,330	kg/cm ²
Peso volumétrico	$g =$	7.85	ton/m ³
Masa por unidad de Volumen	$g =$	0.8002	
Propiedades Isotrópicas			
Módulo de elasticidad	$E_c =$	2,038,901.9	kg/cm ²
Módulo de Poisson	$u =$	0.3	
Coeficiente de Expansión Térmica	$A =$	0.0000117	
Módulo de Cortante	$G =$	784,193	kg/cm ²

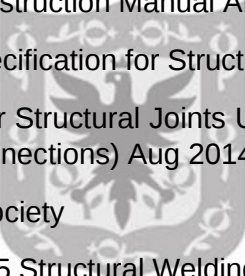
	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

6 REGLAMENTOS Y NORMAS DE DISEÑO

Para el análisis y diseño del muro de contención y su cimentación, así como de la tablaestaca, se realizó de acuerdo con los requisitos estipulados en los siguientes reglamentos y normas:

AMERICAN CODES (ACI, AISC, AWS, ETC)

- ACI American Concrete Institute
 - ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete
 - ACI 315-99 Details and Detailing of Concrete Reinforcement
 - ACI 224R-01 Control of Cracking in Concrete Structures
- AISC American Institute of Steel Construction
 - AISC 325 17 Steel Construction Manual AISC 15th Ed.
 - ANSI-AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings
 - AISC Specifications for Structural Joints Using High Strength Bolt (Research Council on Structural Connections) Aug 2014
- AWS American Welding Society
 - AWS D1.1/D1.1M-2015 Structural Welding Code -Steel
- AASHTO-LRFD 6th (2012)


**ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.**
 MOVILIDAD
 Instituto de Desarrollo Urbano

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

7 DISEÑO ESTRUCTURAL

Como siguiente etapa en la elaboración del proyecto estructural se tiene el diseño, cuyo objetivo es determinar con base en los resultados del análisis los niveles de seguridad en cuanto a los estados límite de falla y de servicio, es decir, que la estructura ante la combinación de acciones o cargas más desfavorable no rebase esos límites para que no afecten tanto su resistencia y estabilidad como su adecuado funcionamiento.

El planteamiento de estados límite antes citado conduce en forma directa a lo que se llama un criterio por resistencia en el cual, en términos generales, el diseño consiste en comprobar que se cumpla que la resistencia sea mayor o igual que la acción de diseño.

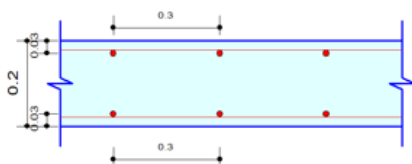


7.1 Diseño de escaleras tipo

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : Losa Escalera
 Design Code : AASHTO-LRFD16
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : $f_c = 21000$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa
 Thickness : 0.2 m

2. Section Diagram



Element No : 16

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	#4@0.25	#4@0.25

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00103226 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : No Stirrup

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	4.22	6.34
Element No.	31	16
Load Combination	cLCB1	cLCB1
Mr	31.51	31.51
Check Ratio (Mu/Mr)	0.1341	0.2013
Using Rebar(As)	0.0005	0.0005

4. Shear Capacity

Element No. 31
 Load Combination cLCB1
 Applied Shear Force $V_u = 17.6767$
 Shear Strength (Out of plane) $V_r = 775.011$
 Shear Ratio $V_u/V_r = 17.6767 / 775.011 = 0.023 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$

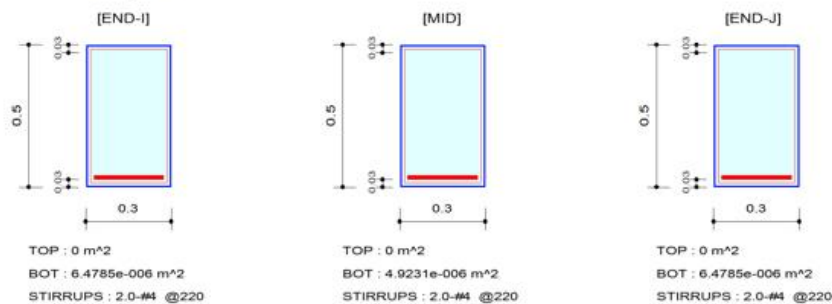
5. Crack Spacing Resistance Check

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	31	16
Load Combination	cLCB5	cLCB5
Crack Width(w)	0.2500	0.2500
Allowable Crack Width(w_a)	2.3720	1.5595
Check Ratio	0.1054	0.1603

1. Design Information

Design Code : ACI318-02
Unit System : kN, m
Material Data : $f_c' = 21000$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa
Beam Span : 0.5 m
Section Property: trabe liga (No : 1)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M_u)	0.00	0.00	0.00
(-) Load Combination No.	3	3	3
Factored Strength (ΦM_n)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.0000	0.0000	0.0000
Positive Moment (M_u)	0.85	0.65	0.85
(+) Load Combination No.	1	1	1
Factored Strength (ΦM_n)	1.13	0.86	1.13
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.7527	0.7522	0.7527
Required Top A_s	0.0000	0.0000	0.0000
Required Bot A_s	0.0000	0.0000	0.0000

4. Shear Capacity

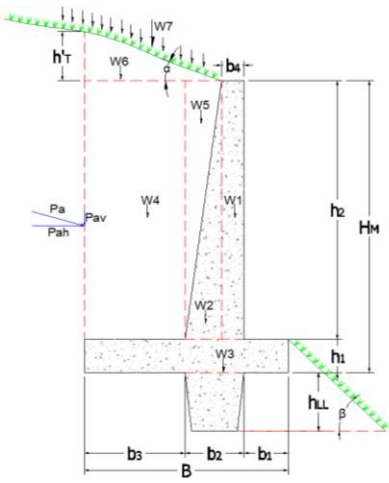
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_u)	1.91	2.46	1.91
Shear Strength by Conc. (ΦV_c)	80.48	80.48	80.48
Shear Strength by Rebar. (ΦV_s)	164.62	164.62	164.62
Required Shear Reinf. ($A_s V$)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Stirrups Spacing	2.0-#4 @220	2.0-#4 @220	2.0-#4 @220
Check Ratio	0.0078	0.0100	0.0078

5. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Torsion (T_u)	4512.10	4512.10	4512.10
Torsion Resistance (T_n)	234893.94	176300.76	234893.93
Required Stirrups Spacing	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	0.0192	0.0256	0.0192

7.2 Diseño de zapata ZC-01 Lindero

MEMORIA DE CÁLCULO ZAPATA DE CONCRETO REFORZADO		
DATOS GENERALES		
$Q \text{ (kN/m}^2\text{)} =$	15.0	Sobrecarga
$\gamma_s \text{ (kN/m}^3\text{)} =$	20.0	Peso Unitario del suelo de relleno
$\phi_s =$	32.0	Angulo de fricción interna del suelo de relleno
$\gamma_1 \text{ (kN/m}^3\text{)} =$	20.0	Peso Unitario del material a contener
$\phi_1 =$	32.0	Angulo de fricción interna del material a contener
$\gamma_2 \text{ (kN/m}^3\text{)} =$	19.5	Peso Unitario del estrato de fundación
$\phi_2 =$	0.0	Angulo de fricción interna del estrato de fundación
$C_2 \text{ (kN/m}^2\text{)} =$	61.0	Cohesión del estrato de fundación
$\alpha \text{ (}^\circ\text{)} =$	10.00	Angulo del terreno en el trasdós del muro
$\beta \text{ (}^\circ\text{)} =$	0.00	Angulo del terreno en el intradós del muro
$K_{a2} =$	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno
$K_{p2} =$	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno
$K_{a1} =$	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener
$K_{p1} =$	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener
$K_{a2} =$	1.0000	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación
$K_{p2} =$	1.0000	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación
$\sigma_{adm} \text{ (kN/m}^2\text{)} =$	114.01	Capacidad portante última ADMISIBLE
$A, K_s =$	0.216	Aceleración pseudoestatica
$\delta_1 \text{ (}^\circ\text{)} =$	21.33	Angulo interacción suelo (relleno) - muro
$\delta_2 \text{ (}^\circ\text{)} =$	0.00	Angulo interacción suelo (fundación) - muro



Fuente: Propia

PREDIMENSIONAMIENTO		
$H_u \text{ (m)}$	1.20	Altura Efectiva Muro
$h1 \text{ (m)}$	0.30	Espesor de zarpa
$h2 \text{ (m)}$	0.90	Altura del vástago del Muro
$hLL \text{ (m)}$	0.00	Altura de llave
$B \text{ (m)}$	1.00	Ancho total de zarpa
$b1 \text{ (m)}$	0.00	Punta del Muro
$b2 \text{ (m)}$	0.20	Ancho del vástago del muro.
$b3 \text{ (m)}$	0.80	Talón del muro
$b4 \text{ (m)}$	0.20	Corona del muro
$P_a \text{ (kN/m)}$	5.77	Empuje activo Rankine
$P_{av} \text{ (kN/m)}$	1.00	Componente vertical empuje activo
$P_{ah} \text{ (kN/m)}$	5.68	Componente horizontal empuje activo
$P_e \text{ (kN/m)}$	37.61	Empuje pasivo Rankine (por hLL y h1)
$P_{ev} \text{ (kN/m)}$	0.00	Componente vertical empuje activo (por hLL y h1)
$P_{eh} \text{ (kN/m)}$	37.61	Componente horizontal empuje activo (por hLL y h1)
$h' \text{ (m)}$	0.14	Altura talud inclinado
$h' \text{ (m)}$	0.75	Altura equivalente por sobrecarga aplicada

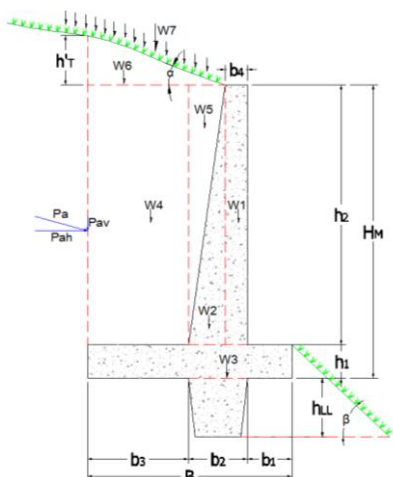
FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS	
FS Capacidad Portante (Mínimo)	3.00
FS _d Deslizamiento (Mínimo)	1.90
FS _{se} Deslizamiento (Mínimo)	1.30
FS _v Volcamiento (Mínimo)	3.00
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	2.00

No.	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	γ (kN/m3)	PESO (kN/m)	Brazo (m)	M estabilizante KN-m	M inestabilizante KN-m	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Volcamiento)	
W1	0.90	0.20	0.18	24.00	12.32	0.10	1.2		Σ=Momento Estabilizante	28.1
W2	0.90	0.00	0.00	24.00	0.00	0.20	0.0			
W3	0.30	1.00	0.30	24.00	7.20	0.50	3.6		Σ=Momento Inestabilizante	6.9
W4	0.90	0.80	0.72	20.00	14.40	0.60	8.6			
W5	0.90	0.00	0.00	20.00	0.00	0.20	0.0		FS	4.09
W6	0.14	0.80	0.06	20.00	1.13	0.73	0.8			
W7	0.75	0.80	0.60	20.00	12.00	0.60	7.2		Volcamiento	Cumple
*W1 incluye peso de mampostería				Pav	1.00	1.00	1.0			
				Peh	37.61	0.15	5.62			
Σ Momentos estabilizantes							28.1			
				Pah	5.68	0.45		2.54		
				Pvh	6.46	0.67		4.33		
Σ Momentos inestabilizantes								6.88		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Deslizamiento)			Cálculo de Capacidad Portante			VERIFICACIÓN ESTABILIDAD INTERNA		
$K_1 =$	0.39	ΣF_v	48.05	γ_2 (KN/m ³)	19.5	$\Sigma = M_{res}$ (kN-m)	21.24	Esfuerzo Reacción (KN/m ²)
$K_2 =$	0.00	ΣF_h	12.14	C_2 (KN/m ²)	61.0	$\Sigma = F_{verticales}$	48.05	Max (punta) Min (talón)
FS al Deslizamiento	3.36	Cumple	ϕ_c (°) Estrato de fundación	0.0	B/2 (m)	0.5	Capacidad Portante	
	Df (m)		0.50	Excentricidad (m)	0.06	FS Capacidad Portante	5.28	
	Nq=		1.00	B/6 (m)	0.17			
ALTURA DEL LLAVE	0.00		Nc=	5.14	[B/6>e]		Cumple	Cumple
Nota: La altura de la llave presentada en este documento corresponde a la altura requerida por geotecnia.			Nf=	0.00	DIAGRAMA DE PRESIONES EN LA BASE			
			σ_{ult} (KN/m ²)=	342.04				
			σ_{adm} (KN/m ²)=	114.01				
FÓRMULAS DE COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO EMPLEADAS: RANKINE PARA TERRENO INCLINADO: $K_a = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$ COULOMB PARA TERRENO INCLINADO: $K_a = \frac{\sin^2 (\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \phi') \left[1 + \frac{\sin (\phi' + \delta') \sin (\phi' - \alpha)}{\sin (\beta - \phi') \sin (\alpha + \beta)} \right]}$ MONONOBE-OKABE (SEUDOESTÁTICO): $K_a = \frac{\sin^2 (\delta' + \beta - \theta')}{\sin^2 \delta' \sin^2 \beta \sin (\beta - \theta') \left[1 + \frac{\sin (\delta' + \theta') \sin (\delta' - \theta')}{\sin (\beta - \theta') \sin (\alpha + \beta)} \right]}$ $K_a = \frac{\cos^2 (1\theta' + 1\theta\theta' - \beta - \theta')}{\cos (1\theta' - \cos (1\theta\theta' - \$								

7.3 Diseño de muro de contención tipo MC-04, P3

MEMORIA DE CÁLCULO MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO REFORZADO									
DATOS GENERALES									
Q (kN/m ²) =	15.0	Sobrecarga							
γ_s (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del suelo de relleno							
ϕ_s =	32.0	Angulo de fricción interna del suelo de relleno							
γ_1 (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del material a contener							
ϕ_1 =	32.0	Angulo de fricción interna del material a contener							
γ_2 (kN/m ³) =	19.5	Peso Unitario del estrato de fundación							
ϕ_2 =	0.0	Angulo de fricción interna del estrato de fundación							
C_2 (kN/m ²) =	61.0	Cohesión del estrato de fundación							
α (°) =	10.00	Angulo del terreno en el trasdós del muro							
β (°) =	0.00	Angulo del terreno en el intradós del muro							
K_a =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno							
K_{p1} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno							
K_{a1} =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener							
K_{p1} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener							
K_{a2} =	1.0000	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación							
K_{p2} =	1.0000	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación							
σ_{adm} (kN/m ²) =	90.05	Capacidad portante última ADMISIBLE							
A, K_s =	0.14	Aceleración pseudoestatica							
δ_1 (°) =	32.00	Ángulo interacción suelo (relleno) - muro							
δ_2 (°) =	0.00	Ángulo interacción suelo (fundación) - muro							



Fuente: Propia

PREDIMENSIONAMIENTO									
H_e (m)	2.90	Altura Efectiva Muro							
h_1 (m)	0.40	Espesor de zarpa							
h_2 (m)	2.50	Altura del vástago del Muro							
h_{LL} (m)	0.00	Altura de llave							
B (m)	2.50	Ancho total de zarpa							
b_1 (m)	0.50	Punta del Muro							
b_2 (m)	0.30	Ancho del vástago del muro.							
b_3 (m)	1.70	Talón del muro							
b_4 (m)	0.30	Corona del muro							
P_a (kN/m)	32.86	Empuje activo Rankine							
P_{av} (kN/m)	5.71	Componente vertical empuje activo							
P_{ah} (kN/m)	32.36	Componente horizontal empuje activo							
P_e (kN/m)	50.36	Empuje pasivo Rankine (por h_{LL} y h_1)							
P_{ev} (kN/m)	0.00	Componente vertical empuje activo (por h_{LL} y h_1)							
P_{eh} (kN/m)	50.36	Componente horizontal empuje activo (por h_{LL} y h_1)							
h'_T (m)	0.30	Altura talud inclinado							
h' (m)	0.75	Altura equivalente por sobrecarga aplicada							

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS	
FS Capacidad Portante (Mínimo)	3.00
FS _e Deslizamiento (Mínimo)	1.90
FS _{se} Deslizamiento (Mínimo)	1.30
FS _e Volcamiento (Mínimo)	3.00
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	2.00

No.	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	γ (kN/m ³)	PESO (kN/m)	Brazo (m)	M estabilizante KN-m	M inestabilizante KN-m	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Volcamiento)		
W1	2.50	0.30	0.75	24.00	18.00	0.65	11.7		Σ =Momento Estabilizante	248.1	
W2	2.50	0.00	0.00	24.00	0.00	0.80	0.0				
W3	0.40	2.50	1.00	24.00	24.00	1.25	30.0		Σ =Momento Inestabilizante	59.2	
W4	2.50	1.70	4.25	20.00	85.00	1.65	140.3				
W5	2.50	0.00	0.00	20.00	0.00	0.80	0.0		FS Volcamiento	4.19 Cumple	
W6	0.30	1.70	0.25	20.00	5.10	1.93	9.9				
W7	0.75	1.70	1.28	20.00	25.50	1.65	42.1				
				Pav	5.71	2.50	14.3				
Σ Momentos estabilizantes							248.1				
							Pah	32.36	1.07	34.52	
							Phsobrecarga	15.41	1.60	24.65	
Σ Momentos inestabilizantes									59.16		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Deslizamiento)			Cálculo de Capacidad Portante			VERIFICACIÓN ESTABILIDAD INTERNA		
$K_1 =$	0.62	ΣF_v	163.30	γ_2 (KN/m ³)	19.5	$\Sigma M_{\text{res}}(\text{kN-m})$	188.98	Esfuerzo Reacción (KN/m ²)
$K_2 =$	0.00	ΣF_h	47.77	C_2 (KN/m ²)	61.0	$\Sigma F_{\text{verticales}}$	163.30	Max (punta) Min (talón)
FS al Deslizamiento	2.13	ϕ_2 (°) Estrato de fundación	Df (m)	0.50	B/2 (m)	1.25	Capacidad Portante	
	Cumple		Nq=	1.00	Excentricidad (m)	0.09	FS Capacidad Portante	3.38
	ALTURA DEL LLAVE		0.00	Nc=	5.14	B/6 (m)		0.42
			Ny=	0.00	[B/6>e]	Cumple		
Nota: La altura de la llave presentada en este documento corresponde a la altura requerida por geotecnia.			oult (KN/m ²)=	270.15				
			oadm (KN/m ²)=	90.05				

FÓRMULAS DE COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO EMPLEADAS:

RANKINE PARA TERRENO INCLINADO:

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

COULOMB PARA TERRENO INCLINADO:

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

MONONOBE-OKABE (SEUDOESTÁTICO):

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

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones. Séptima edición. Braja M. Das, 2012. Capítulo 7. Presión lateral de tierra.

DIAGRAMA DE PRESIONES EN LA BASE

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

y'Df=

9.75

B'=

2.31

Fcd=

1.09

Fqd=

1.22

Fyd=

1.00

Fci=Fqi

0.77

Fyi

1.00

ψ°

11.21

Chequeo al Deslizamiento y Volcamiento - Situación Sudoestática					
Mononobe - Okabe					
VALORES DE Kae trasdós					
Φ (° - rad.)	α (° - rad.)	β (° - rad.)	$\delta' = \Phi$ (° - rad.)	θ' (° - rad.)	
32.00	10.00	90.00	32.00	8.19	
0.56	0.17	1.57	0.56	0.14	
VALORES DE Kpe llave					
0.00	0.00	90.00	0.00	8.19	
0.00	0.00	1.57	0.00	0.14	
Mononobe - Okabe (Kae) (en el trasdós)=			0.4705		
Mononobe - Okabe (Kpe) (en la llave)=			1.0000		
Coulomb (Ka)=			0.3173		
k_h (g)=		0.14	k_v (g)=	0.00	
		$\theta' =$	8.194		

Verificación al Deslizamiento - Sudoestático					
FS Deslizamiento		2.60			
SE		Cumple			

Verificación al Volcamiento - Sudoestático					
FS Volcamiento SE		3.27			
		Cumple			

Pa:	32.48	Pae:	48.17	ΔPae:	15.69
Pah:	27.55	Paeh:	40.85	ΔPaeh:	13.31
Pav:	17.21	Paev:	25.53	Z:	1.34
				Zh:	1.34

Chequeo al Deslizamiento y Volcamiento - Situación Seudoestática Mononobe - Okabe				
VALORES DE Kae trasdós				
Φ' (° - rad.)	α (° - rad.)	β (° - rad.)	$\delta' = \Phi' - \alpha$ (° - rad.)	θ' (° - rad.)
32.00	10.00	90.00	32.00	8.19
0.56	0.17	1.57	0.56	0.14
VALORES DE Kpe llave				
0.00	0.00	90.00	0.00	8.19
0.00	0.00	1.57	0.00	0.14
Mononobe - Okabe (Kae) (en el trasdós)=			0.4705	
Mononobe - Okabe (Kpe) (en la llave)=			1.0000	
Coulomb (Ka)=			0.3173	
$k_h (g)$ =	0.14	$k_v (g)$ =	0.00	
$\theta' =$		8.194		

Pa:	32.48	Pae:	48.17	ΔPae:	15.69
Pah:	27.55	Paeh:	40.85	ΔPaeh:	13.31
Pav:	17.21	Paev:	25.53	Z:	1.34
				Zh:	1.34

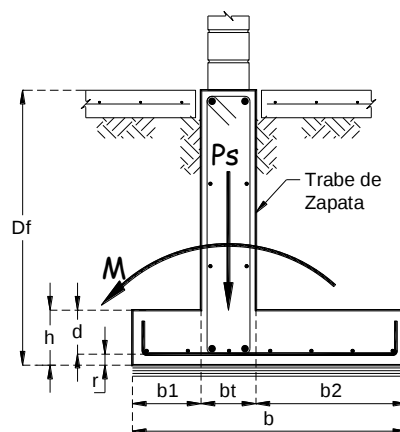
Verificación al Deslizamiento - Seudoestático	
FS Deslizamiento	2.60
SE	Cumple

Verificación al Volcamiento - Seudoestático	
FS Volcamiento SE	3.27
	Cumple

7.3.1 Diseño de zapata

DISEÑO DE ZAPATA DE CONCRETO

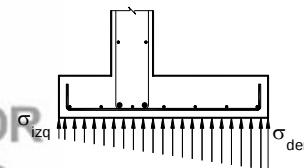
Geometría								
Df	b1	bt	b2	b	h	r	d	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
70	50	30	170	250	40	5	35	
Terreno		Acciones		Peso de Cimentación				
γ	qadm	P	M	Zapata	Trabe	Relleno	Peso	
T/m3	T/m2	Ton	T-m	bt	Ton	Ton	Ton	
2.039	27.54	3.50	6.2	2.40	0.22	10.01	12.63	
Propiedades			Acero	Madic				
f'c	f *c	f 'c	f y	Mg	Volteo	Md	Fact	
kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	cm	1=SI	cm		
300	240	204	4200	0	1	6.2	1	
Refuerzo Propuesto								
Var	@	ρ	q	ρmin				ρmax
#	cm							
6	15	0.0054	0.118	0.0029				0.0171
Bien								
RELACIONES DE ESFUERZOS								
En el Suelo				En la zapata				
Tensión	Compresión		Cortante	Flexión	As tem # 3			
BIEN	0.45		0.48	0.47	11			



REVISION DE ESFUERZOS EN EL SUELO

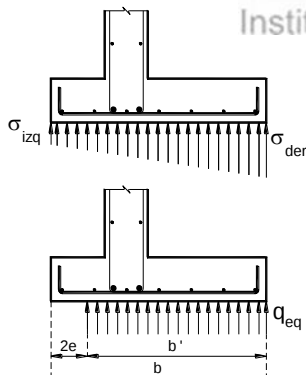
$$\sigma_{izq} = \frac{P}{A} - \frac{My}{I} = \frac{16.13}{2.5} - \frac{7.75}{1.30} = 0.50 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{der} = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} = \frac{16.13}{2.5} + \frac{7.75}{1.30} = 12.40 \text{ T/m}^2$$



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

EXCENRICIDAD



Obteniendo las excentricidades para el calculo de la reacción rectangular equivalente a la reaccion trapecial

$$e = \frac{M}{P} = \frac{6.200}{16.126} = 38 \text{ cm}$$

$$b' = b - 2e = 173 \text{ cm}$$

$$q = \frac{P}{b'} = \frac{16.126}{173} = 9.32 \text{ T/m}^2$$

Para diseño de la zapata se restará de la reacción del suelo el peso propio del alero de zapata y el relleno que actúa sobre dicho alero.

$$\omega_{zapata} = 0.960 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{relleno} = 0.612 \text{ T/m}^2$$

$$q = 7.74 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = \text{Factor} \cdot q = 7.74 \text{ T/m}^2$$

CORTANTE

La revisión se realiza para un ancho unitario (Ancho de un metro)

Actuante

$$x = 135 \text{ cm} \quad M_u = 7.057 \text{ T-m} \quad V_u = 10.45 \text{ T}$$

Resistente

Si sección ancha

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Si no cumple

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c}$$

Revisando si cumple como sección ancha

a) Ancho de zapata b sea mayor que $4d$

$$b = 250 > 140 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

b) Espesor de zapata sea menor que 60cm

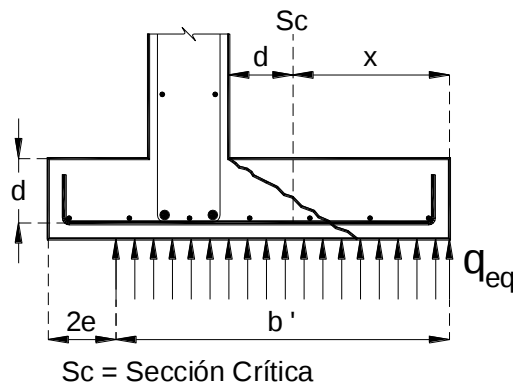
$$h = 40 < 60 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

c) La relación $M / V \times d$ no excede de 2

$$\frac{M}{V d} \leq 2 \Rightarrow \frac{7.06}{3.659109} = 1.93 < 2 \quad \text{Cumple}$$

Entonces:

$$V_{cr} = 21,689 \text{ Kg} > V_u = 10,455 \text{ Kg} \quad \text{Bien}$$



DISEÑO POR FLEXIÓN

Alero Izquierdo

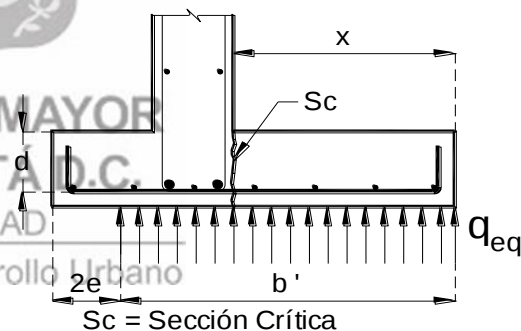
$$M_u = q_u x^2 / 2 = 11.190 \text{ T-m}$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1-0.5q) = 23.73 \text{ T-m}$$

Comparando z

$$M_R = 23.73 \text{ T-m} > M_u = 11.19 \text{ T-m}$$

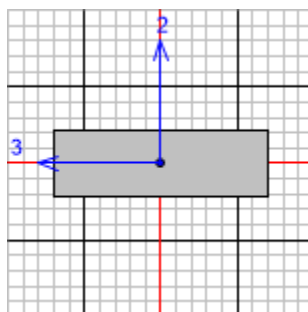
Bien



REFUERZO POR TEMPERATURA

$$a_s = 1.5 \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \xrightarrow{EN} \frac{[cm^2]}{[cm]} = 0.067 \frac{cm^2}{cm} \quad \text{ó} \quad \begin{array}{l} \text{Var } \phi 3 @ 11 \text{ cm} \quad \text{En un lecho} \\ \text{Var } \phi 3 @ 21 \text{ cm} \quad \text{En dos lechos} \end{array}$$

7.3.2 Diseño a flexión de muro de 30cm



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Flexural Details)

Element : 2	B=100.	D=30.	dc=6.93
Section ID : M30	E=242.487	fc=0.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : COMB1	L=320.	Fy=4.218	fys=4.218
Station Loc : 0.	RLLF=1.		

Phi(Compression-Spiral):	0.75
Phi(Compression-Tied):	0.65
Phi(Tension Controlled):	0.9
Phi(Shear):	0.75
Phi(Seismic Shear):	0.6
Phi(Joint Shear):	0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar	Rebar	Design	Design	Design
Area	%	Pu	Mu2	Mu3
30.	1.	3.456	15.641	909.083

Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway	Sway	Factored	Minimum	Minimum
	Mns	Ms	Mu	Mmin	Eccentrcty
Major Bending(M3)	905.1	0.	905.1	8.377	2.424
Minor Bending(M2)	0.	0.	0.	15.635	4.524

Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm	Delta_ns	Delta_s	K	L
	Factor	Factor	Factor	Factor	Length
Major Bending(M3)	1.	1.004	1.	1.	320.
Minor Bending(M2)	1.	1.	1.	1.	320.

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

7.3.3 Diseño a cortante de muro de 30cm

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Shear Details)

Element : 2 B=100. D=30. dc=6.93
Section ID : M30 E=242.487 fc=0.3 Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : COMB1 L=320. Fy=4.218 fys=4.218
Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
Phi(Compression-Tied): 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear): 0.75
Phi(Seismic Shear): 0.6
Phi(Joint Shear): 0.85

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear(V2)	0.083	7.307	3.456	905.1	16.225	6.328	22.553
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear(V2)	7.307	3.456	905.1
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Design Basis

Shr Reduc Factor	Strength Fys	Strength Fcs	Area Ag
1.	4.218	0.3	3000.

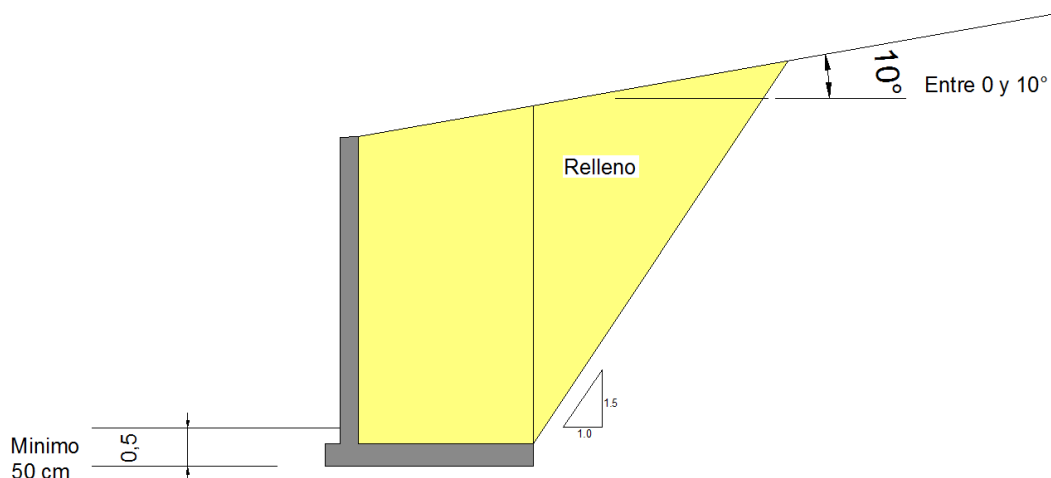
Concrete Shear Capacity

	Design Vu	Conc.Area Ac	Tensn.Rein Area Ast
Major Shear(V2)	7.307	2307.	15.
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Shear Rebar Design

	Stress v	Conc.Cpcty phi*vc	Uprr.Limit phi*vmax	RebarArea Av/s
Major Shear(V2)	0.003	0.007	0.	0.083
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.

7.3.4 Diagrama de presiones de tierras



NSR-10					
Zona	Cerros				
A0	0.18				
Kh	0.14				
	Deg	Rad			
α	10	0.17	Inclinación del terreno		
φ	32	0.56	Angulo de fricción del suelo		
β	90	1.57	Inclinación muro		
θ'	0.14301687	0.14	atan (Kh)		
δ	32	0.56	Angulo de fricción suelo-muro		
Kae	0.33596783				
Ka	0.3172616				

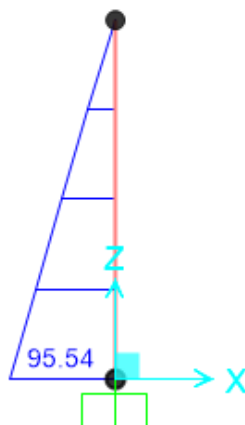
	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Profundidad d (m)	Material	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	σ_v (kPa)	μ (kPa)	σ_v' (kPa)	Sobrecarga (kPa)
0	Relleno	20	32	0	0	0	0	15
0.5	Relleno	20	32	0	10	0	10	15
1	Relleno	20	32	0	20	0	20	15
1.5	Relleno	20	32	0	30	0	30	15
2	Relleno	20	32	0	40	0	40	15
2.5	Relleno	20	32	0	50	0	50	15
3	Relleno	20	32	0	60	0	60	15
3.5	Relleno	20	32	0	70	0	70	15
4	Relleno	20	32	0	80	0	80	15
4.5	Relleno	20	32	0	90	0	90	15

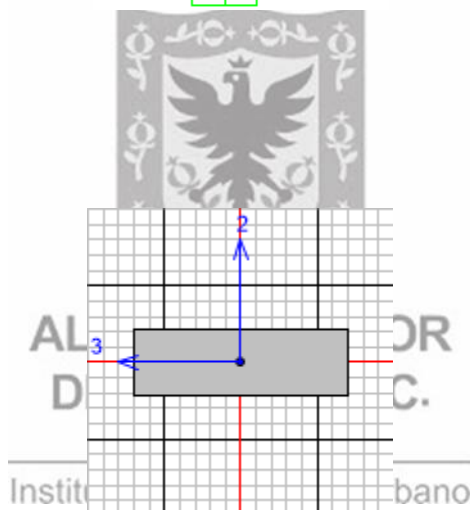
Ka	Kae	σ_h sobrecarga (kPa)	σ_h estático (kPa)	σ_h sismo (kPa)	Presión total estática (kPa)	Presión total con sismo (kPa)
0.32	0.336	4.76	0.00	0.00	4.76	4.76
0.32	0.336	4.76	3.17	3.36	7.93	8.12
0.32	0.336	4.76	6.35	6.72	11.10	11.48
0.32	0.336	4.76	9.52	10.08	14.28	14.84
0.32	0.336	4.76	12.69	13.44	17.45	18.20
0.32	0.336	4.76	15.86	16.80	20.62	21.56
0.32	0.336	4.76	19.04	20.16	23.79	24.92
0.32	0.336	4.76	22.21	23.52	26.97	28.28
0.32	0.336	4.76	25.38	26.88	30.14	31.64
0.32	0.336	4.76	28.55	30.24	33.31	35.00

7.4 Diseño de muro tabla estaca-01, P3

De acuerdo con el diseño de la tablaestaca proporcionado por el estudio de Mecánica de Suelos, el momento flexionante es de 95.54 kN-m, que en el diagrama siguiente se muestra:



7.4.1 Diseño a flexión



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Flexural Details)

Element : 1	B=100.	D=30.	dc=7.39
Section ID : TABLA1	E=242.487	fc=0.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : COMB1	L=200.	Fy=4.218	fys=4.218
Station Loc : 0.	RLLF=1.		

Phi(Compression-Spiral):	0.75	
Phi(Compression-Tied):	0.65	
Phi(Tension Controlled):	0.9	
Phi(Shear):		0.75
Phi(Seismic Shear):	0.6	

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
34.767	1.159	2.016	9.121	1363.932

Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentrcty
Major Bending(M3)	1363.932	0.	1363.932	4.887	2.424
Minor Bending(M2)	0.	0.	0.	9.12	4.524

Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.6	1.	1.	1.	200.
Minor Bending(M2)	1.	1.	1.	1.	200.

7.4.2 diseño a cortante

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Shear Details)

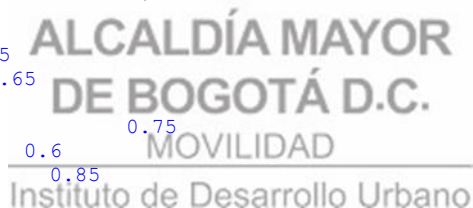
Element : 1
 Section ID : TABLA1
 Combo ID : COMB1
 Station Loc : 0.

B=100.
 E=242.487
 L=200.
 RLLF=1.

D=30.
 fc=0.3
 Fy=4.218

dc=7.39
 Lt.Wt. Fac.=1.
 fys=4.218

Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85



SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear(V2)	0.083	6.82	2.016	1363.932	15.766	6.328	22.093
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear(V2)	6.82	2.016	1363.932
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Design Basis

Shr Reduc	Strength	Strength	Area
-----------	----------	----------	------

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Factor	Fys	Fcs	Ag
1.	4.218	0.3	3000.

Concrete Shear Capacity

	Design Vu	Conc.Area Ac	Tensn.Rein Area Ast
Major Shear (V2)	6.82	2261.	17.383
Minor Shear (V3)	0.	0.	0.

Shear Rebar Design

	Stress v	Conc.Cpcty phi*vc	Uppr.Limit phi*vmax	RebarArea Av/s
Major Shear (V2)	0.003	0.007	0.	0.083
Minor Shear (V3)	0.	0.	0.	0.



7.5 Diseño de muro de contención tipo MC-03C, P5

MEMORIA DE CÁLCULO MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO REFORZADO		
DATOS GENERALES		
Q (kN/m ²) =	15.0	Sobrecarga
γ_s (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del suelo de relleno
ϕ_s =	32.0	Angulo de fricción interna del suelo de relleno
γ_1 (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del material a contener
ϕ_1 =	32.0	Angulo de fricción interna del material a contener
γ_2 (kN/m ³) =	19.0	Peso Unitario del estrato de fundación
ϕ_2 =	0.0	Angulo de fricción interna del estrato de fundación
C_2 (kN/m ²) =	62.8	Cohesión del estrato de fundación
α (°) =	10.00	Angulo del terreno en el trasdós del muro
β (°) =	0.00	Angulo del terreno en el intradós del muro
K_{a1} =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno
K_{p1} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno
K_{a2} =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener
K_{p2} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener
K_{a3} =	1.0000	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación
K_{p3} =	1.0000	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación
σ_{adm} (kN/m ²) =	98.64	Capacidad portante última ADMISIBLE
$A_s K_{s7}$ =	0.14	Aceleración pseudoestatica
δ_1 (°) =	32.00	Ángulo interacción suelo (relleno) - muro
δ_2 (°) =	0.00	Ángulo interacción suelo (fundación) - muro

Fuente: Propia

2.06

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS	
FS Capacidad Portante (Mínimo)	3.00
FS _d Deslizamiento (Mínimo)	1.90
FS _{se} Deslizamiento (Mínimo)	1.30
FS _v Volcamiento (Mínimo)	3.00
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	2.00

No.	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	γ (kN/m ³)	PESO (kN/m)	Brazo (m)	M estabilizante KN-m	M inestabilizante KN-m	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Volcamiento)	
W1	1.60	0.30	0.48	24.00	11.52	0.45	5.2		Σ =Momento Estabilizante	61.1
W2	1.60	0.00	0.00	24.00	0.00	0.60	0.0			
W3	0.30	1.50	0.45	24.00	10.80	0.75	8.1		Σ =Momento Inestabilizante	19.4
W4	1.50	0.90	1.35	20.00	27.00	1.05	28.4			
W5	1.50	0.00	0.00	20.00	0.00	0.60	0.0		FS Volcamiento	3.15 Cumple
W6	0.16	0.90	0.07	20.00	1.43	1.20	1.7			
W7	0.75	0.90	0.68	20.00	13.50	1.05	14.2			
				Pav	2.36	1.50	3.5			
Σ Momentos estabilizantes							61.1			
					Pah	13.40	0.69	9.19		
					Phsobrecarga	9.91	1.03	10.20		
Σ Momentos inestabilizantes								19.40		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Deslizamiento)				Cálculo de Capacidad Portante		VERIFICACIÓN ESTABILIDAD INTERNA			
K_1	0.62	ΣF_v	66.61	γ_2 (KN/m³)	19.0	$\Sigma M_{\text{res}}(\text{kN-m})$	41.67	Esfuerzo Reacción (KN/m²)	
K_2	0.00	ΣF_h	23.31	C_2 (KN/m²)	62.8	$\Sigma F_{\text{verticales}}$	66.61	Max (punta)	Min (talón)
FS al Deslizamiento	2.69			ϕ_2 (°) Estrato de fundación	0.0	B/2 (m)	0.75	Capacidad Portante	
	Cumple			Df (m)	0.50	Excentricidad (m)	0.12	FS Capacidad Portante	4.45
				Nq=	1.00	B/6 (m)	0.25		Cumple
ALTURA DEL LLAVE	0.00			Nc=	5.14	[B/6>e]		Cumple	
				Ny=	0.00				
				σ_{ult} (KN/m²)=	295.91				
				σ_{adm} (KN/m²)=	98.64				
Nota: La altura de la llave presentada en este documento corresponde a la altura requerida por geotecnia.									

FÓRMULAS DE COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO EMPLEADAS:

RANKINE PARA TERRENO INCLINADO:

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

COULOMB PARA TERRENO INCLINADO:

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

MONONOBE-OKABE (SEUDOESTÁTICO):

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

$$K_{a0} = \frac{\cos^2(\theta' + \beta - \theta')}{\cos^2(\theta' - \theta') \left[1 + \frac{\sin(\theta' - \alpha) \sin(\beta - \theta')}{\sin(\delta' - \theta') \sin(\alpha - \beta)} \right]}$$

$$K_{a0} = \frac{\cos^2(\theta' + \beta - \theta')}{\cos^2(\theta' - \theta') \left[1 + \frac{\sin(\theta' - \alpha) \sin(\beta - \theta')}{\sin(\delta' - \theta') \sin(\alpha - \beta)} \right]}$$

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones, Séptima edición, Braja M. Das, 2012, Capítulo 7. Presión lateral de tierra.

Chequeo al Deslizamiento y Volcamiento - Situación Sudoestática

Mononobe - Okabe

VALORES DE Kae trasdós

Φ (° - rad.)	α (° - rad.)	β (° - rad.)	$\delta' = \Phi$ (° - rad.)	θ' (° - rad.)
32.00	10.00	90.00	32.00	8.19
0.56	0.17	1.57	0.56	0.14

VALORES DE Kpe llave

0.00	0.00	90.00	0.00	8.19
0.00	0.00	1.57	0.00	0.14

Mononobe - Okabe (Kae) (en el trasdós)= 4.705

Mononobe - Okabe (Kpe) (en la llave)= 1.0000

Coulomb (Ka)= 0.3173

$k_h(g)$ = 0.14

$k_v(g)$ = 0.00

$\theta' = 8.194$

Pa:	13.45	Pae:	19.94	Δ Pae:	6.50
Pah:	11.40	Paeh:	16.91	Δ Paeh:	5.51
Pav:	7.13	Paev:	10.57	Z:	0.87
				Zh:	0.87

Verificación al Deslizamiento - Sudoestático

FS Deslizamiento SE	4.07
	Cumple

Verificación al Volcamiento - Sudoestático

FS Volcamiento SE	2.48
	Cumple

Chequeo al Deslizamiento y Volcamiento - Situación Seudoestática					
Mononobe - Okabe					
VALORES DE Kae trasdós					
Φ' (° - rad.)	α (° - rad.)	β (° - rad.)	$\delta' = \Phi' - \alpha$ (° - rad.)	θ' (° - rad.)	
32.00	10.00	90.00	32.00	8.19	
0.56	0.17	1.57	0.56	0.14	
VALORES DE Kpe llave					
0.00	0.00	90.00	0.00	8.19	
0.00	0.00	1.57	0.00	0.14	
Mononobe - Okabe (Kae) (en el trasdós)=				0.4705	
Mononobe - Okabe (Kpe) (en la llave)=				1.0000	
Coulomb (Ka)=				0.3173	
$k_h(g)$	0.14	$k_v(g)$	0.00		
	$\theta' =$	8.194			

Pa:	13.45	Pae:	19.94	ΔPae:	6.50
Pah:	11.40	Paeh:	16.91	ΔPaeh:	5.51
Pav:	7.13	Paev:	10.57	Z:	0.87
				Zh:	0.87

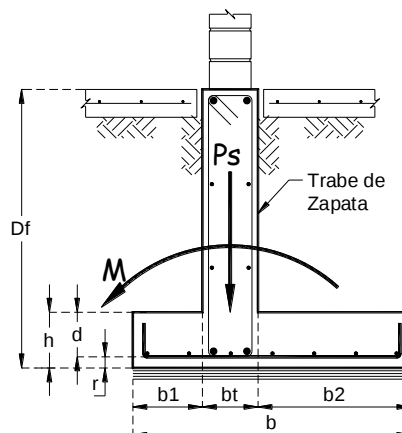
Verificación al Deslizamiento - Seudoestático	
FS Deslizamiento	4.07
SE	Cumple

Verificación al Volcamiento - Seudoestático	
FS Volcamiento SE	2.48
	Cumple

7.5.1 Diseño de zapata

DISEÑO DE ZAPATA DE CONCRETO

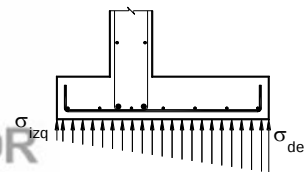
Geometría							
Df	b1	bt	b2	b	h	r	d
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
55	30	30	90	150	30	5	25
Terreno		Acciones		Peso de Cimentación			
γ	qadm	P	M	Zapata	Trabe	Relleno	Peso
T/m3	T/m2	Ton	T-m	bt	Ton	Ton	Ton
2.039	30.46	2.25	1.8	1.08	0.18	3.91	5.17
Propiedades			Acero	Madic			
f'c	f*c	f" c	f y	Mg	Volteo	Md	Fact
kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	cm	1=SI	cm	
300	240	204	4200	0	1	1.8	1
Refuerzo Propuesto							
Var	@	ρ	q	ρmin	ρmax		
#	cm						
6	15	0.0076	0.1565	0.0029	0.0171		
Bien							
RELACIONES DE ESFUERZOS							
En el Suelo				En la zapata			
Tensión	Compresión		Cortante	Flexión	As tem # 3		
BIEN	0.32		0.26	0.15	13		



REVISION DE ESFUERZOS EN EL SUELO

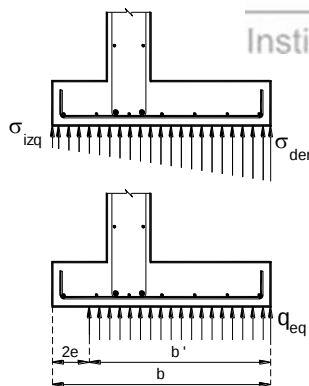
$$\sigma_{izq} = \frac{P}{A} - \frac{My}{I} = \frac{7.42}{1.5} - \frac{1.35}{0.28} = 0.15 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{der} = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} = \frac{7.42}{1.5} + \frac{1.35}{0.28} = 9.75 \text{ T/m}^2$$



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

EXCENTRICIDAD



Obteniendo las excentricidades para el calculo de la reacción rectangular equivalente a la reaccion trapezoidal

$$e = \frac{M}{P} = \frac{1.800}{7.424} = 24 \text{ cm}$$

$$b' = b - 2e = 102 \text{ cm}$$

$$q = \frac{P}{b'} = \frac{7.424}{102} = 7.31 \text{ T/m}^2$$

Para diseño de la zapata se restará de la reacción del suelo el peso propio del alero de zapata y el relleno que actúa sobre dicho alero.

$$\omega_{zapata} = 0.720 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{relleno} = 0.510 \text{ T/m}^2$$

$$q = 6.08 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = \text{Factor} \cdot q = 6.08 \text{ T/m}^2$$

CORTANTE

La revisión se realiza para un ancho unitario (Ancho de un metro)

Actuante

$$x = 65 \text{ cm} \quad M_u = 1.285 \text{ T-m} \quad V_u = 3.95 \text{ T}$$

Resistente

Si sección ancha

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Si no cumple

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c}$$

Revisando si cumple como sección ancha

a) Ancho de zapata b sea mayor que $4d$

$$b = 150 > 100 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

b) Espesor de zapata sea menor que 60cm

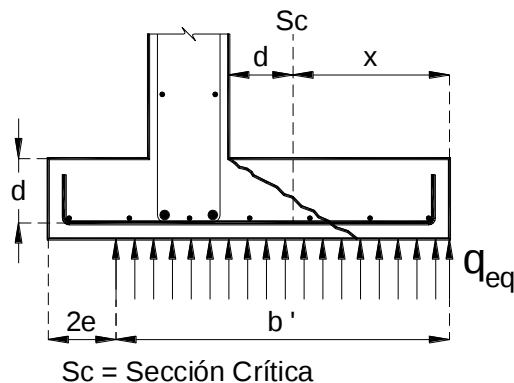
$$h = 30 < 60 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

c) La relación $M / V \times d$ no excede de 2

$$\frac{M}{V d} \leq 2 \Rightarrow \frac{1.29}{0.988678} = 1.30 < 2 \quad \text{Cumple}$$

Entonces:

$$V_{cr} = 15,492 \text{ Kg} > V_u = 3,955 \text{ Kg} \quad \text{Bien}$$



DISEÑO POR FLEXIÓN

Alero Izquierdo

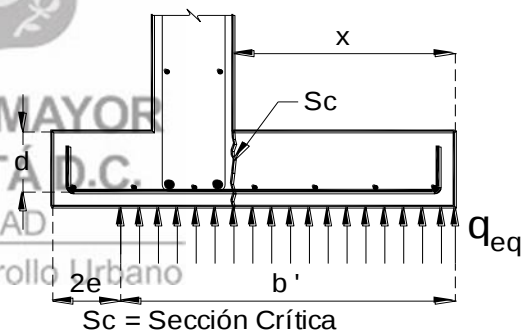
$$M_u = q_u x^2 / 2 = 2.464 \text{ T-m}$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1-0.5q) = 16.55 \text{ T-m}$$

Comparando z

$$M_R = 16.55 \text{ T-m} > M_u = 2.46 \text{ T-m}$$

Bien

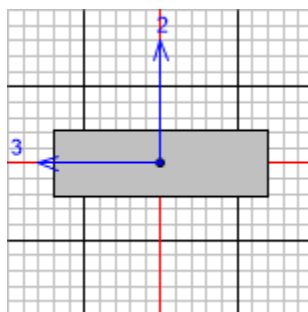


REFUERZO POR TEMPERATURA

$$a_s = 1.5 \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \xrightarrow{EN} \frac{[cm^2]}{[cm]} = 0.054 \frac{cm^2}{cm} \quad \text{Var } \phi 3 @ 13 \text{ cm} \quad \text{En un lecho}$$

$$\text{Var } \phi 3 @ 26 \text{ cm} \quad \text{En dos lechos}$$

7.5.2 Diseño a flexión de muro de 30cm



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Flexural Details)

Element : 2	B=100.	D=30.	dc=6.93
Section ID : M30	E=242.487	fc=0.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : COMB1	L=206.	Fy=4.218	fys=4.218
Station Loc : 0.	RLLF=1.		

Phi(Compression-Spiral):	0.75
Phi(Compression-Tied):	0.65
Phi(Tension Controlled):	0.9
Phi(Shear):	0.75
Phi(Seismic Shear):	0.6
Phi(Joint Shear):	0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
30.	1.	2.225	10.066	297.217

Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mu Min	Minimum Mu Eccentricity
Major Bending(M3)	296.869	0.	296.869	5.393	2.424
Minor Bending(M2)	0.	0.	0.	10.065	4.524

Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.	1.001	1.	1.	206.
Minor Bending(M2)	1.	1.	1.	1.	206.

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

7.5.3 Diseño a cortante de muro de 30cm

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Shear Details)

Element : 2 B=100. D=30. dc=6.93
 Section ID : M30 E=242.487 fc=0.3 Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : COMB1 L=206. Fy=4.218 fys=4.218
 Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear(V2)	0.	3.565	2.225	296.869	11.924	0.	11.924
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear(V2)	3.565	2.225	296.869
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Design Basis

Shr Reduc Factor	Strength Fys	Strength Fcs	Area Ag
1.	4.218	0.3	3000.

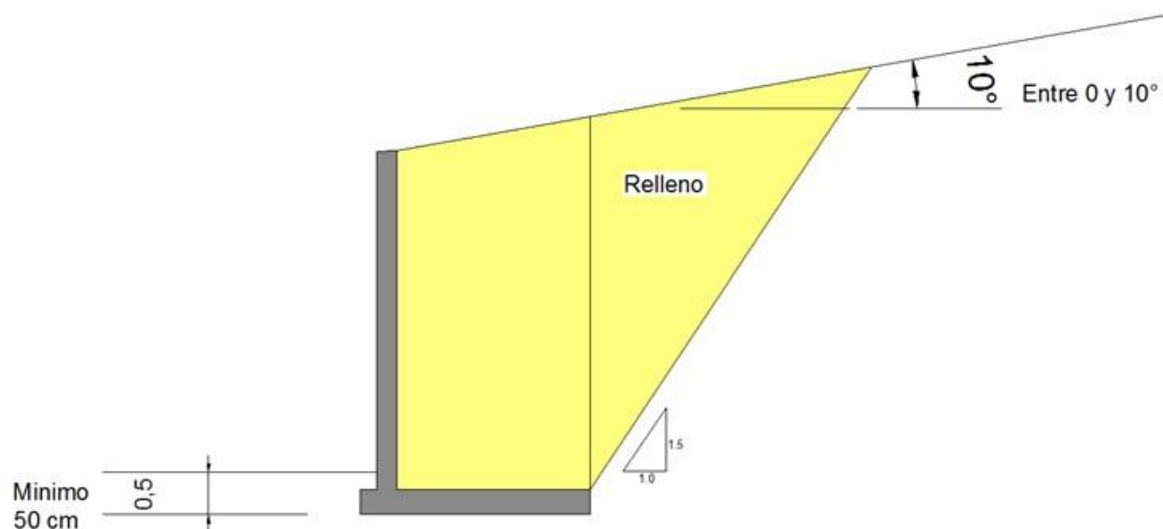
Concrete Shear Capacity

	Design Vu	Conc.Area Ad	Tensn.Rein Area Ast
Major Shear(V2)	3.565	2307.	15.
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Shear Rebar Design

	Stress v	Conc.Cpcty phi*vc	Uppr.Limit phi*vmax	RebarArea Av/s
Major Shear(V2)	0.002	0.005	0.	0.
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.

7.5.4 Diagrama de presiones de tierras



NSR-10					
Zona	Cerros				
A0	0.18				
Kh	0.14				
	Deg	Rad			
α	10	0.17	Inclinación del terreno		
φ	32	0.56	Angulo de fricción del suelo		
β	90	1.57	Inclinación muro		
θ'	0.14301687	0.14	atan (Kh)		
δ	32	0.56	Angulo de fricción suelo-muro		
Kae	0.33596783				
Ka	0.3172616				

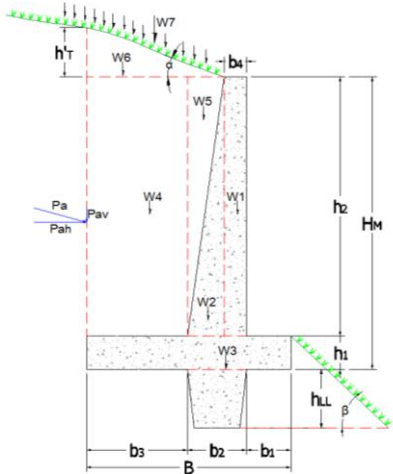
	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Profundidad (m)	Material	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	σ_v (kPa)	μ (kPa)	σ_v' (kPa)	Sobrecarga (kPa)
0	Relleno	20	32	0	0	0	0	15
0.5	Relleno	20	32	0	10	0	10	15
1	Relleno	20	32	0	20	0	20	15
1.5	Relleno	20	32	0	30	0	30	15
2	Relleno	20	32	0	40	0	40	15
2.5	Relleno	20	32	0	50	0	50	15
3	Relleno	20	32	0	60	0	60	15
3.5	Relleno	20	32	0	70	0	70	15
4	Relleno	20	32	0	80	0	80	15
4.5	Relleno	20	32	0	90	0	90	15

Ka	Kae	σ_h sobrecarga (kPa)	σ_h estático (kPa)	σ_h sismo (kPa)	Presión total estática (kPa)	Presión total con sismo (kPa)
0.32	0.336	4.76	0.00	0.00	4.76	4.76
0.32	0.336	4.76	3.17	3.36	7.93	8.12
0.32	0.336	4.76	6.35	6.72	11.10	11.48
0.32	0.336	4.76	9.52	10.08	14.28	14.84
0.32	0.336	4.76	12.69	13.44	17.45	18.20
0.32	0.336	4.76	15.86	16.80	20.62	21.56
0.32	0.336	4.76	19.04	20.16	23.79	24.92
0.32	0.336	4.76	22.21	23.52	26.97	28.28
0.32	0.336	4.76	25.38	26.88	30.14	31.64
0.32	0.336	4.76	28.55	30.24	33.31	35.00

7.6 Diseño de muro de contención tipo MC-A, P6

MEMORIA DE CÁLCULO MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO REFORZADO									
DATOS GENERALES									
Q (kN/m ²) =	15.0	Sobrecarga							
γ_s (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del suelo de relleno							
ϕ_s =	32.0	Angulo de fricción interna del suelo de relleno							
γ_1 (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del material a contener							
ϕ_1 =	32.0	Angulo de fricción interna del material a contener							
γ_2 (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del estrato de fundación							
ϕ_2 =	0.0	Angulo de fricción interna del estrato de fundación							
C_2 (kN/m ²) =	131.0	Cohesión del estrato de fundación							
α (°) =	10.00	Angulo del terreno en el trasdós del muro							
β (°) =	0.00	Angulo del terreno en el intradós del muro							
K_a =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno							
K_{p1} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno							
K_{a1} =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener							
K_{p2} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener							
K_{a2} =	1.0000	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación							
K_{p2} =	1.0000	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación							
σ_{adm} (kN/m ²) =	171.74	Capacidad portante última ADMISIBLE							
A, K_{e2} =	0.14	Aceleración pseudoestatica							
δ_1 (°) =	32.00	Angulo interacción suelo (relleno) - muro							
δ_2 (°) =	0.00	Angulo interacción suelo (fundación) - muro							



Fuente: Propia

4.76

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS									
FS Capacidad Portante (Mínimo)	3.00								
FS Deslizamiento (Mínimo)	1.90								
FS _{se} Deslizamiento (Mínimo)	1.30								
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	3.00								
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	2.00								

No.	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	γ (kN/m ³)	PESO (KN/m)	Brazo (m)	M estabilizante KN-m	M inestabilizante KN-m	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Volcamiento)
W1	4.00	0.30	1.20	24.00	28.80	0.90	25.9		Σ =Momento Estabilizante
W2	4.00	0.00	0.00	24.00	0.00	1.05	0.0		
W3	0.40	3.10	1.24	24.00	29.76	1.55	46.1		Σ =Momento Inestabilizante
W4	4.00	2.05	8.21	20.00	164.16	2.07	340.5		
W5	4.00	0.00	0.00	20.00	0.00	1.05	0.0		FS Volcamiento
W6	0.36	2.05	0.37	20.00	7.42	2.42	17.9		
W7	0.75	2.05	1.54	20.00	30.78	2.07	63.8		3.17
				Pav	12.64	3.10	39.2		Cumple
Σ Momentos estabilizantes							533.4		
					Pah	71.67	1.59	113.77	
					Phsobrecarga	22.93	2.38	54.59	
Σ Momentos inestabilizantes								168.35	

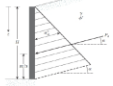
No.	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	γ (kN/m ³)	PESO (KN/m)	Brazo (m)	M estabilizante KN-m	M inestabilizante KN-m	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Volcamiento)	
W1	4.00	0.30	1.20	24.00	28.80	0.90	25.9		Σ Momento Estabilizante	533.4
W2	4.00	0.00	0.00	24.00	0.00	1.05	0.0			
W3	0.40	3.10	1.24	24.00	29.76	1.55	46.1		Σ Momento Inestabilizante	168.4
W4	4.00	2.05	8.21	20.00	164.16	2.07	340.5			
W5	4.00	0.00	0.00	20.00	0.00	1.05	0.0		FS Volcamiento	3.17 Cumple
W6	0.36	2.05	0.37	20.00	7.42	2.42	17.9			
W7	0.75	2.05	1.54	20.00	30.78	2.07	63.8			
				Pav	12.64	3.10	39.2			
Σ Momentos estabilizantes							533.4			
					Pah	71.67	1.59	113.77		
					Phsobrecarga	22.93	2.38	54.59		
Σ Momentos inestabilizantes								168.35		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Deslizamiento)				Cálculo de Capacidad Portante		VERIFICACIÓN ESTABILIDAD INTERNA			
K 1=	0.62	ΣFv	273.56	γ2 (KN/m³)	20.0	Σ=Mrés.(kN-m)	365.06	Esfuerzo Reacción (KN/m²)	
K 2=	0.00	ΣFh	94.60	C2 (KN/m²)	131.0	Σ=Fverticales	273.56	Max (punta)	Min (talón)
FS al Deslizamiento	2.86			φ2 (°) Estrato de fundación	0.0	Xa (m)	1.33	125.06	51.43
	Cumple			Df (m)	0.50	B/2 (m)	1.55	Capacidad Portante	
				Nq=	1.00	Excentricidad (m)	0.22	FS Capacidad Portante	
ALTURA DEL LLAVE	0.00			Nc=	5.14	B/6 (m)	0.52	4.12	
				Ny=	0.00	[B/6>e]	Cumple	Cumple	
				oult (KN/m²)=	515.23				
				oadm (KN/m²)=	171.74				

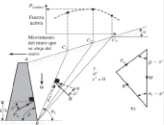
Nota: La altura de la llave presentada en este documento corresponde a la altura requerida por geotecnia.

FÓRMULAS DE COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO EMPLEADAS:

- RANKINE PARA TERRENO INCLINADO:

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


- COULOMB PARA TERRENO INCLINADO:

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


- MONONOBE-OKABE (SEUDOESTÁTICO):

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


FUENTE: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Séptima edición, Braja M. Das, 2012, Capítulo 7. Presión lateral de tierra.

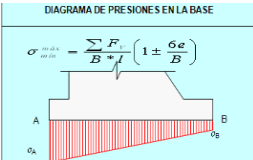


DIAGRAMA DE PRESIONES EN LA BASE

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

y'Df=	10.00
B'=	2.67
Fcd=	1.07
Fqd=	1.19
Fyd=	1.00
Fci=Fqi	0.70
Fyi	1.00
ψ°	14.68

Chequeo al Deslizamiento y Volcamiento - Situación Seudoestática					
Mononobe - Okabe					
VALORES DE Kae trasdós					
Φ' (° - rad.)	α (° - rad.)	β (° - rad.)	δ' = Φ'(° - rad.)	θ' (° - rad.)	
32.00	10.00	90.00	32.00	8.19	
0.56	0.17	1.57	0.56	0.14	
VALORES DE Kpe llave					
0.00	0.00	90.00	0.00	8.19	
0.00	0.00	1.57	0.00	0.14	
Mononobe - Okabe (Kae) (en el trasdós)=			0.4705		
Mononobe - Okabe (Kpe) (en la llave)=			1.0000		
Coulomb (Ka)=			0.3173		
k _h (g)=		0.14	k _v (g)=	0.00	
		θ' =	8.194		

Verificación al Deslizamiento - Seudoestático			
FS Deslizamiento	3.26		
SE	Cumple		

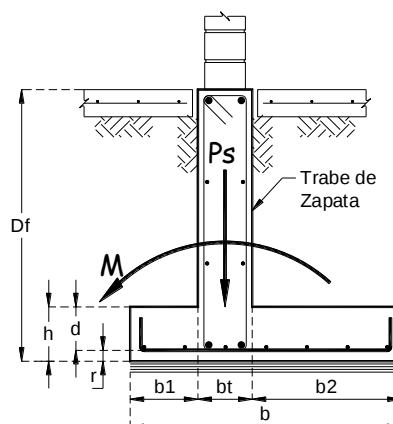
Verificación al Volcamiento - Seudoestático			
FS Volcamiento SE	2.56	Cumple	

Pa:	71.94	Pae:	106.69	ΔPae:	34.75
Pah:	61.01	Paeh:	90.48	ΔPaeh:	29.47
Pav:	38.12	Paev:	56.54	Z:	2.00
				Zh:	2.00

7.6.1 Diseño de zapata

DISEÑO DE ZAPATA DE CONCRETO

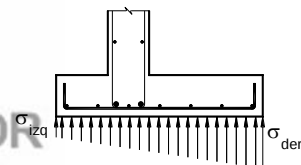
Geometría							
Df	b1	bt	b2	b	h	r	d
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
80	75	45	210	330	50	5	45
Terreno		Acciones		Peso de Cimentación			
γ	qadm	P	M	Zapata	Trabe	Relleno	Peso
T/m3	T/m2	Ton	T-m	bt	Ton	Ton	Ton
2.039	52.52	6.41	18.5	3.96	0.32	23.15	27.43
Propiedades			Acero	Madic			
f 'c	f *c	f "c	f y	Mg	Volteo	Md	Fact
kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	cm	1=SI	cm	
300	240	204	4200	0	1	18.5	1
Refuerzo Propuesto							
Var	@	p	q	pmin	pmax		
#	cm						
6	15	0.0042	0.0869	0.0029	0.0171		
Bien							
RELACIONES DE ESFUERZOS							
En el Suelo				En la zapata			
Tensión	Compresión		Cortante	Flexión	As tem #		
BIEN	0.39		0.80	0.96	9		



REVISION DE ESFUERZOS EN EL SUELO

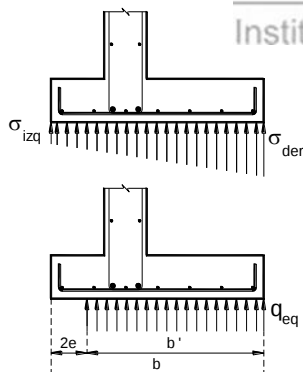
$$\sigma_{izq} = \frac{P}{A} - \frac{My}{I} = \frac{33.84}{3.3} - \frac{30.53}{2.99} = 0.06 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{der} = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} = \frac{33.84}{3.3} + \frac{30.53}{2.99} = 20.45 \text{ T/m}^2$$



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

EXCENTRICIDAD



Obteniendo las excentricidades para el calculo de la reacción rectangular equivalente a la reaccion trapezial

$$e = \frac{M}{P} = \frac{18.500}{33.844} = 55 \text{ cm}$$

$$b' = b - 2e = 221 \text{ cm}$$

$$q = \frac{P}{b'} = \frac{33.844}{221} = 15.34 \text{ T/m}^2$$

Para diseño de la zapata se restará de la reacción del suelo el peso propio del alero de zapata y el relleno que actúa sobre dicho alero.

$$\omega_{zapata} = 1.200 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{relleno} = 0.612 \text{ T/m}^2$$

$$q = 13.52 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = \text{Factor} \cdot q = 13.52 \text{ T/m}^2$$

CORTANTE

La revisión se realiza para un ancho unitario (Ancho de un metro)

Actuante

$$x = 165 \text{ cm} \quad M_u = 18.41 \text{ T-m} \quad V_u = 22.32 \text{ T}$$

Resistente

Si sección ancha

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Si no cumple

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f_c^*}$$

Revisando si cumple como sección ancha

a) Ancho de zapata b sea mayor que $4d$

$$b = 330 > 180 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

b) Espesor de zapata sea menor que 60cm

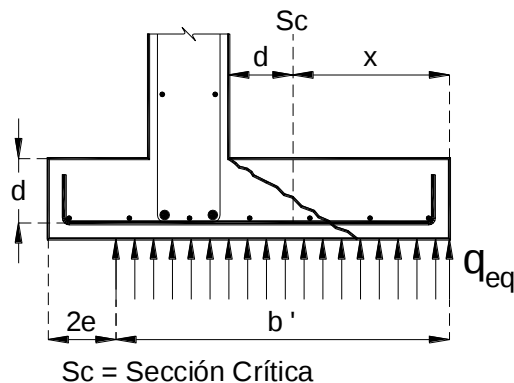
$$h = 50 < 60 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

c) La relación $M / V \times d$ no excede de 2

$$\frac{M}{V d} \leq 2 \Rightarrow \frac{18.41}{10.04226} = 1.83 < 2 \quad \text{Cumple}$$

Entonces:

$$V_{cr} = 27,885 \text{ Kg} > V_u = 22,316 \text{ Kg} \quad \text{Bien}$$



DISEÑO POR FLEXIÓN

Alero Izquierdo

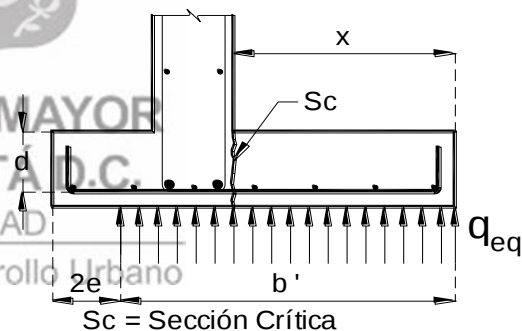
$$M_u = q_u x^2 / 2 = 29.822 \text{ T-m}$$

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1-0.5q) = 30.92 \text{ T-m}$$

Comparando z

$$M_R = 30.92 \text{ T-m} > M_u = 29.82 \text{ T-m}$$

Bien



REFUERZO POR TEMPERATURA

$$a_s = 1.5 \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \xrightarrow{EN} \frac{[cm^2]}{[cm]} = 0.079 \frac{cm^2}{cm} \quad \text{Var } \phi 3 @ 9 \text{ cm} \quad \text{En un lecho}$$

$$\text{Var } \phi 3 @ 18 \text{ cm} \quad \text{En dos lechos}$$

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

7.6.2 Diseño a flexión de muro sección variable, 45cm - 30cm

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Flexural Details)

```

Element      : 2                B=100.          D=45.          dc=11.708
Section ID   : VAR1            E=242.487      fc=0.3         Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID    : COMB1           L=475.         Fy=4.218      fys=4.218
Station Loc  : 0.              RLLF=1.
                                   Section is nonprismatic.

```

```

Phi(Compression-Spiral): 0.75
Phi(Compression-Tied): 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear): 0.75
Phi(Seismic Shear): 0.6
Phi(Joint Shear): 0.85

```

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
45.	1.	6.413	29.041	2581.534

Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentricity
Major Bending(M3)	2567.833	0.	2567.833	18.43	2.874
Minor Bending(M2)	0.	0.	0.	29.01	4.524

Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.	1.005	1.	1.	475.
Minor Bending(M2)	1.	1.001	1.	1.	475.



	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

7.6.3 Diseño a cortante de muro sección variable, 45cm - 30cm

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Shear Details)

Element : 2 B=100. D=45. dc=11.708
 Section ID : VAR1 E=242.487 fc=0.3 Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : COMB1 L=475. Fy=4.218 fys=4.218
 Station Loc : 0. RLLF=1.
 Section is nonprismatic.

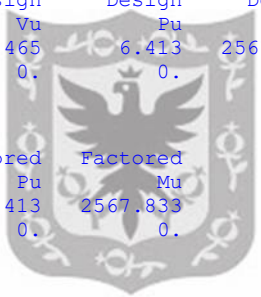
Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

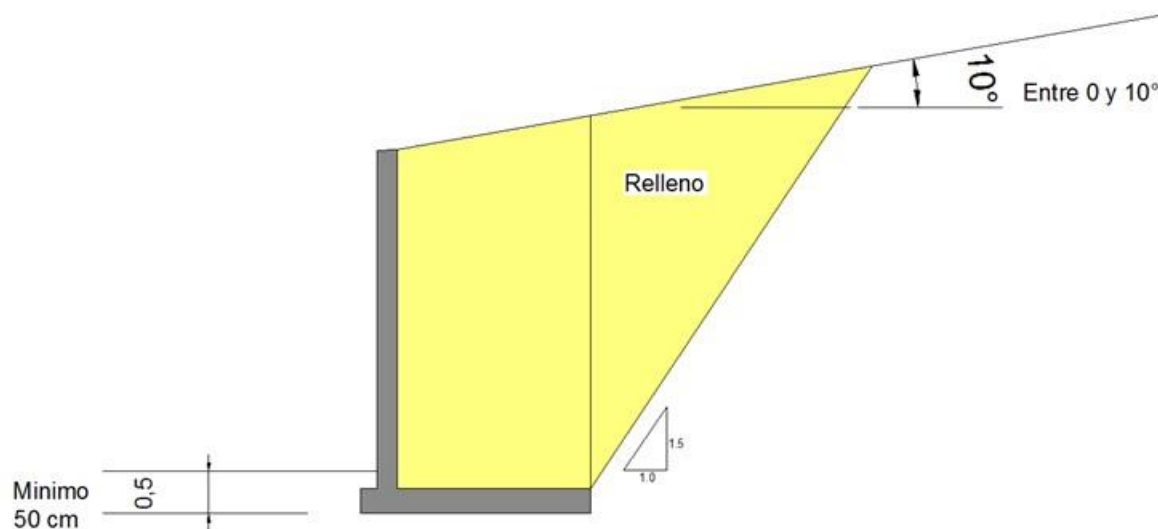
	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear(V2)	0.083	14.465	6.413	2567.833	23.528	9.491	33.019
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear(V2)	14.465	6.413	2567.833
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.


**ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.**
 MOVILIDAD
 Instituto de Desarrollo Urbano

7.6.4 Diagrama de presiones de tierras



NSR-10			
Zona	Cerros		
A0	0.18		
Kh	0.14		
	Deg	Rad	
α	10	0.17	Inclinación del terreno
φ	32	0.56	Angulo de fricción del suelo
β	90	1.57	Inclinación muro
θ'	0.14301687	0.14	atan (Kh)
δ	32	0.56	Angulo de fricción suelo-muro
Kae	0.33596783		
Ka	0.3172616		

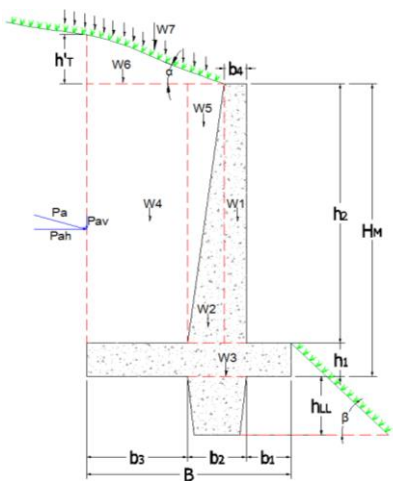
	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Profundidad (m)	Material	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	σ_v (kPa)	μ (kPa)	σ_v' (kPa)	Sobrecarga (kPa)
0	Relleno	20	32	0	0	0	0	15
0.5	Relleno	20	32	0	10	0	10	15
1	Relleno	20	32	0	20	0	20	15
1.5	Relleno	20	32	0	30	0	30	15
2	Relleno	20	32	0	40	0	40	15
2.5	Relleno	20	32	0	50	0	50	15
3	Relleno	20	32	0	60	0	60	15
3.5	Relleno	20	32	0	70	0	70	15
4	Relleno	20	32	0	80	0	80	15
4.5	Relleno	20	32	0	90	0	90	15

Ka	Kae	σ_h sobrecarga (kPa)	σ_h estático (kPa)	σ_h sismo (kPa)	Presión total estática (kPa)	Presión total con sismo (kPa)
0.32	0.336	4.76	0.00	0.00	4.76	4.76
0.32	0.336	4.76	3.17	3.36	7.93	8.12
0.32	0.336	4.76	6.35	6.72	11.10	11.48
0.32	0.336	4.76	9.52	10.08	14.28	14.84
0.32	0.336	4.76	12.69	13.44	17.45	18.20
0.32	0.336	4.76	15.86	16.80	20.62	21.56
0.32	0.336	4.76	19.04	20.16	23.79	24.92
0.32	0.336	4.76	22.21	23.52	26.97	28.28
0.32	0.336	4.76	25.38	26.88	30.14	31.64
0.32	0.336	4.76	28.55	30.24	33.31	35.00

7.7 Diseño de muro de contención tipo MC-01, P6

MEMORIA DE CÁLCULO MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO REFORZADO									
DATOS GENERALES									
Q (kN/m ²) =	15.0	Sobrecarga							
γ_s (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del suelo de relleno							
ϕ_s =	32.0	Angulo de fricción interna del suelo de relleno							
γ_1 (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del material a contener							
ϕ_1 =	32.0	Angulo de fricción interna del material a contener							
γ_2 (kN/m ³) =	20.0	Peso Unitario del estrato de fundación							
ϕ_2 =	0.0	Angulo de fricción interna del estrato de fundación							
C_2 (kN/m ²) =	131.0	Cohesión del estrato de fundación							
α (°) =	10.00	Angulo del terreno en el trasdós del muro							
β (°) =	0.00	Angulo del terreno en el intradós del muro							
K_a =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno							
K_{p1} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Relleno							
K_{a1} =	0.3210	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener							
K_{p2} =	3.0216	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo a contener							
K_{a2} =	1.0000	Coef. presión activa de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación							
K_{p2} =	1.0000	Coef. presión pasiva de Rankine - Terraplén inclinado - Suelo de fundación							
σ_{adm} (kN/m ²) =	193.17	Capacidad portante última ADMISIBLE							
A_s, K_{s7} =	0.14	Aceleración pseudoestatica							
δ_1 (°) =	32.00	Angulo interacción suelo (relleno) - muro							
δ_2 (°) =	0.00	Angulo interacción suelo (fundación) - muro							



Fuente: Propia

3.89

PREDIMENSIONAMIENTO									
H_e (m)	3.50	Altura Efectiva Muro							
h_1 (m)	0.40	Espesor de zarpa							
h_2 (m)	4.00	Altura del vástago del Muro							
h_{LL} (m)	0.00	Altura de llave							
B (m)	3.10	Ancho total de zarpa							
b_1 (m)	0.60	Punta del Muro							
b_2 (m)	0.30	Ancho del vástago del muro.							
b_3 (m)	2.21	Talón del muro							
b_4 (m)	0.30	Corona del muro							
P_a (KN/m)	48.54	Empuje activo Rankine							
P_{av} (KN/m)	8.43	Componente vertical empuje activo							
P_{ah} (KN/m)	47.80	Componente horizontal empuje activo							
P_e (KN/m)	106.40	Empuje pasivo Rankine (por h_{LL} y h_1)							
P_{ev} (KN/m)	0.00	Componente vertical empuje activo (por h_{LL} y h_1)							
P_{eh} (KN/m)	106.40	Componente horizontal empuje activo (por h_{LL} y h_1)							
h' (m)	0.39	Altura talud inclinado							
h'' (m)	0.75	Altura equivalente por sobrecarga aplicada							

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS	
FS Capacidad Portante (Mínimo)	3.00
FS Deslizamiento (Mínimo)	1.90
FS _{se} Deslizamiento (Mínimo)	1.30
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	3.00
FS _{se} Volcamiento (Mínimo)	2.00

No.	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	γ (kN/m ³)	PESO (kN/m)	Brazo (m)	M estabilizante KN-m	M inestabilizante KN-m	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Volcamiento)	
W1	3.10	0.30	0.93	24.00	22.32	0.75	16.6		Σ Momento Estabilizante	527.6
W2	3.10	0.00	0.00	24.00	0.00	0.90	0.0			
W3	0.40	3.10	1.24	24.00	29.76	1.55	46.1		Σ Momento Inestabilizante	98.4
W4	4.00	2.21	8.82	20.00	176.40	2.00	352.4			
W5	4.00	0.00	0.00	20.00	0.00	0.90	0.0		FS Volcamiento	5.36 Cumple
W6	0.39	2.21	0.43	20.00	8.57	2.37	20.3			
W7	0.75	2.21	1.65	20.00	33.08	2.00	66.1			
				Pav	8.43	3.10	26.1			
Σ Momentos estabilizantes							527.6			
					Pah	47.80	1.30	61.96		
					Phsobrecarga	18.72	1.94	36.40		
Σ Momentos inestabilizantes								98.37		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (Deslizamiento)				Cálculo de Capacidad Portante		VERIFICACIÓN ESTABILIDAD INTERNA			
$K_1 =$	0.62	ΣF_v	278.56	γ_2 (KN/m ³)	20.0	ΣM_{res} (kN-m)	429.22	Esfuerzo Reacción (KN/m ²)	
$K_2 =$	0.00	ΣF_h	66.53	C_2 (KN/m ²)	131.0	$\Sigma F_{verticales}$	278.56	Max (punta)	Min (talón)
FS al Deslizamiento	4.07			ϕ_2 (°) Estrato de fundación	0.0	X_a (m)	1.54	91.45	88.27
	Cumple			Df (m)	0.50	B/2 (m)	1.55	Capacidad Portante	
				Nq=	1.00	Excentricidad (m)	0.01	FS Capacidad Portante	6.34
ALTURA DEL LLAVE	0.00			Nc=	5.14	B/6 (m)	0.52		Cumple
				Ny=	0.00	[B/6>e]	Cumple		
				σ_{ult} (KN/m ²)=	579.52				
				σ_{adm} (KN/m ²)=	193.17				

Nota: La altura de la llave presentada en este documento corresponde a la altura requerida por geotecnia.

FÓRMULAS DE COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO EMPLEADAS:

- RANKINE PARA TERRENO INCLINADO:**
$$K_a = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$
- COULOMB PARA TERRENO INCLINADO:**
$$K_a = \frac{\sin^2 (\beta - \delta')}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \delta') \left[1 + \frac{\sin (\delta' - \delta') \sin (\delta' - \alpha)}{\sin (\beta - \delta') \sin (\alpha - \beta)} \right]}$$
- MONONOBE-OKABE (SEUDOESTÁTICO):**
$$K_a = \frac{\sin^2 (\delta' + \beta - \delta')}{\sin^2 \delta' \sin^2 \beta \sin (\beta - \delta') \left[1 + \frac{\sin (\delta' - \delta') \sin (\delta' - \alpha)}{\sin (\beta - \delta') \sin (\alpha - \beta)} \right]}$$

FUENTE: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Séptima edición, Braja M. Das, 2012, Capítulo 7. Presión lateral de tierra.

Chequeo al Deslizamiento y Volcamiento - Situación Seudoestática					
Mononobe - Okabe					
VALORES DE K_{ae} trasdós					
Φ' (° - rad.)	α (° - rad.)	β (° - rad.)	$\delta' = \Phi' - \alpha$ (° - rad.)	θ' (° - rad.)	
32.00	10.00	90.00	32.00	8.19	
0.56	0.17	1.57	0.56	0.14	
VALORES DE K_{pe} llave					
0.00	0.00	90.00	0.00	8.19	
0.00	0.00	1.57	0.00	0.14	
Mononobe - Okabe (K_{ae}) (en el trasdós)=			0.4705		
Mononobe - Okabe (K_{pe}) (en la llave)=			1.0000		
Coulomb (K_a)=			0.3173		
k_h (g)=	0.14	k_v (g)=	0.00		
		$\theta' =$	8.194		

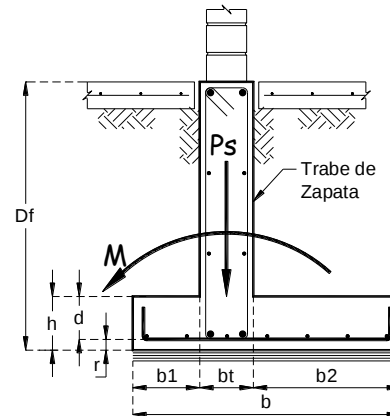
Verificación al Deslizamiento - Seudoestático		
FS Deslizamiento	4.60	
SE	Cumple	

Verificación al Volcamiento - Seudoestático		
FS Volcamiento SE	4.07	Cumple

7.7.1 Diseño de zapata

DISEÑO DE ZAPATA DE CONCRETO

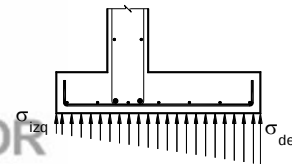
Geometría							
Df	b1	bt	b2	b	h	r	d
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
70	60	30	220	310	45	5	40
Terreno		Acciones		Peso de Cimentación			
γ	qadm	P	M	Zapata	Trabe	Relleno	Peso
T/m3	T/m2	Ton	T-m	bt	Ton	Ton	Ton
2.039	59.07	4.21	10.65	3.35	0.18	14.88	18.41
Propiedades			Acero	Madic			
f'c	f *c	f "c	f y	Mg	Volteo	Md	Fact
kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	cm	1=SI	cm	
300	240	204	4200	0	1	10.65	1
Refuerzo Propuesto							
Var	@	ρ	q	ρmin	ρmax		
#	cm						
6	15	0.0048	0.0978	0.0029	0.0171		
Bien							
RELACIONES DE ESFUERZOS							
En el Suelo				En la zapata			
Tensión	Compresión		Cortante	Flexión	As tem #		
BIEN	0.24		0.94	0.79	10		



REVISION DE ESFUERZOS EN EL SUELO

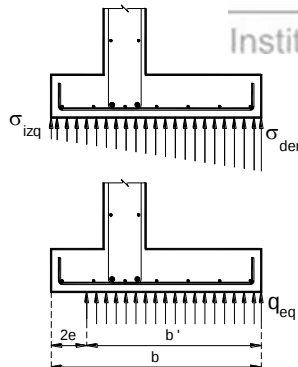
$$\sigma_{izq} = \frac{P}{A} - \frac{My}{I} = \frac{22.62}{3.1} - \frac{16.51}{2.48} = 0.65 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{der} = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} = \frac{22.62}{3.1} + \frac{16.51}{2.48} = 13.95 \text{ T/m}^2$$



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

EXCENTRICIDAD



Obteniendo las excentricidades para el calculo de la reacción rectangular equivalente a la reaccion trapezcal

$$e = \frac{M}{P} = \frac{10.650}{22.621} = 47 \text{ cm}$$

$$b' = b - 2e = 216 \text{ cm}$$

$$q = \frac{P}{b'} = \frac{22.621}{216} = 10.48 \text{ T/m}^2$$

Para diseño de la zapata se restará de la reacción del suelo el peso propio del alero de zapata y el relleno que actua sobre dicho alero.

$$\omega_{zapata} = 1.080 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{relleno} = 0.510 \text{ T/m}^2$$

$$q = 8.89 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = \text{Factor} * q = 8.89 \text{ T/m}^2$$

CORTANTE

La revisión se realiza para un ancho unitario (Ancho de un metro)

Actuante

$$x = 180 \text{ cm} \quad M_u = 14.4 \text{ T-m} \quad V_u = 16.00 \text{ T}$$

Resistente

Si sección ancha

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Si no cumple

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c}$$

Revisando si cumple como sección ancha

a) Ancho de zapata b sea mayor que $4d$

$$b = 310 > 160 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

b) Espesor de zapata sea menor que 60cm

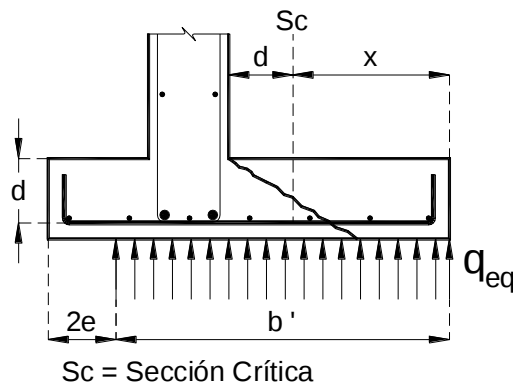
$$h = 45 < 60 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

c) La relación $M / V \times d$ no excede de 2

$$\frac{M}{V d} \leq 2 \Rightarrow \frac{14.40}{6.401318} = 2.25 > 2 \quad \text{No Cumple}$$

Entonces:

$$V_{cr} = 16,980 \text{ Kg} > V_u = 16,003 \text{ Kg} \quad \text{Bien}$$



DISEÑO POR FLEXIÓN

Alero Izquierdo

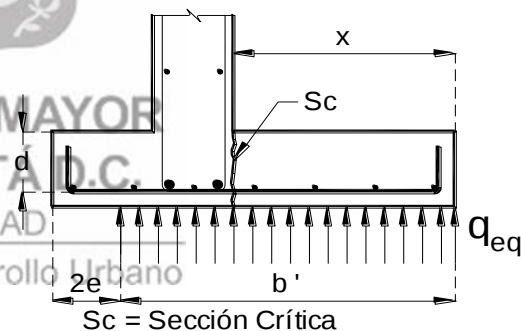
$$M_u = q_u x^2 / 2 = 21.516 \text{ T-m}$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1-0.5q) = 27.33 \text{ T-m}$$

Comparando z

$$M_R = 27.33 \text{ T-m} > M_u = 21.52 \text{ T-m}$$

Bien

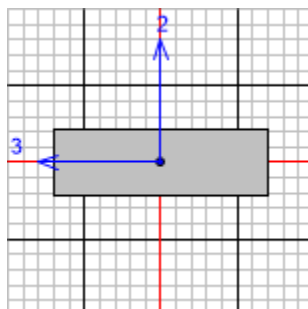


REFUERZO POR TEMPERATURA

$$a_s = 1.5 \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \xrightarrow{EN} \frac{[cm^2]}{[cm]} = 0.073 \frac{cm^2}{cm} \quad \text{Var } \phi 3 @ 10 \text{ cm} \quad \text{En un lecho}$$

$$\text{Var } \phi 3 @ 19 \text{ cm} \quad \text{En dos lechos}$$

7.7.2 Diseño a flexión de muro 30cm



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Flexural Details)

Element : 3 B=100. D=30. dc=6.93
Section ID : M30 E=242.487 fc=0.3 Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : COMB1 L=390. Fy=4.218 fys=4.218
Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
Phi(Compression-Tied): 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear): 0.75
Phi(Seismic Shear): 0.6
Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
40.742	1.358	4.212	19.069	1540.94

Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentricity
Major Bending(M3)	1528.718	0.	1528.718	10.21	2.424
Minor Bending(M2)	0.	0.	0.	19.055	4.524

Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.	1.008	1.	1.	390.
Minor Bending(M2)	1.	1.001	1.	1.	390.

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

7.7.3 Diseño a cortante de muro 30cm

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Shear Details)

Element	: 3	B=100.	D=30.	dc=6.93
Section ID	: M30	E=242.487	fc=0.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID	: COMB1	L=390.	Fy=4.218	fys=4.218
Station Loc	: 0.	RLLF=1.		

Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear(V2)	0.083	10.328	4.212	1528.718	16.298	6.328	22.625
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear(V2)	10.328	4.212	1528.718
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Design Basis

Shr Reduc Factor	Strength Fys	Strength Fcs	Area Ag
1.	4.218	0.3	3000.

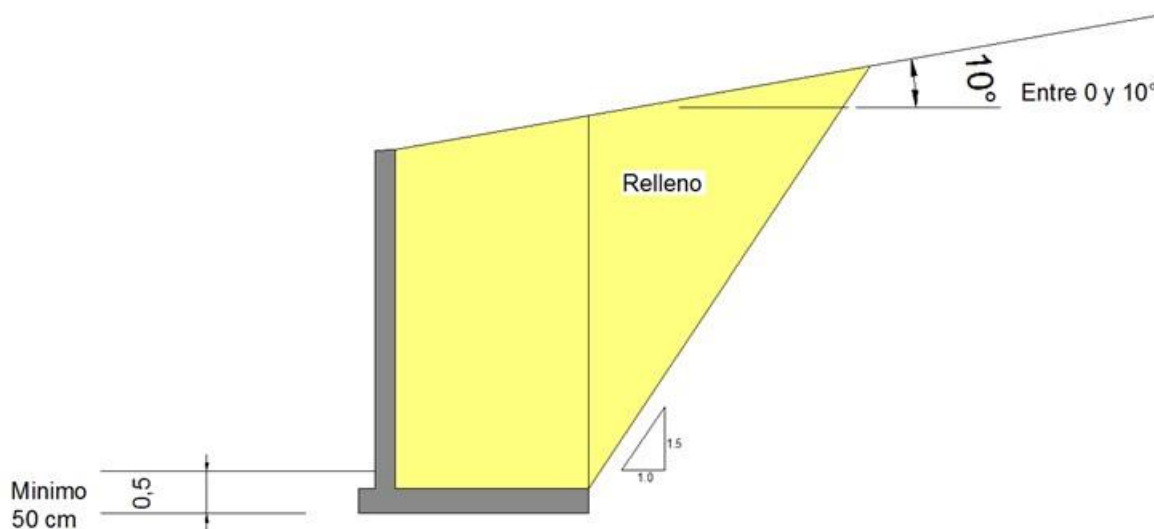
Concrete Shear Capacity

	Design Vu	Conc.Area Ad	Tensn.Rein Area Ast
Major Shear(V2)	10.328	2307.	20.371
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.

Shear Rebar Design

	Stress v	Conc.Cpcty phi*vc	Uppr.Limit phi*vmax	RebarArea Av/s
Major Shear(V2)	0.004	0.007	0.	0.083
Minor Shear(V3)	0.	0.	0.	0.

7.7.4 Diagrama de presiones de tierras



NSR-10			
Zona	Cerros		
A0	0.18		
Kh	0.14		
	Deg	Rad	
α	10	0.17	Inclinación del terreno
φ	32	0.56	Angulo de fricción del suelo
β	90	1.57	Inclinación muro
θ'	0.14301687	0.14	atan (Kh)
δ	32	0.56	Angulo de fricción suelo-muro
Kae	0.33596783		
Ka	0.3172616		

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

Profundidad (m)	Material	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	σ_v (kPa)	μ (kPa)	σ_v' (kPa)	Sobrecarga (kPa)
0	Relleno	20	32	0	0	0	0	15
0.5	Relleno	20	32	0	10	0	10	15
1	Relleno	20	32	0	20	0	20	15
1.5	Relleno	20	32	0	30	0	30	15
2	Relleno	20	32	0	40	0	40	15
2.5	Relleno	20	32	0	50	0	50	15
3	Relleno	20	32	0	60	0	60	15
3.5	Relleno	20	32	0	70	0	70	15
4	Relleno	20	32	0	80	0	80	15
4.5	Relleno	20	32	0	90	0	90	15

Ka	Kae	σ_h sobrecarga (kPa)	σ_h estático (kPa)	σ_h sismo (kPa)	Presión total estática (kPa)	Presión total con sismo (kPa)
0.32	0.336	4.76	0.00	0.00	4.76	4.76
0.32	0.336	4.76	3.17	3.36	7.93	8.12
0.32	0.336	4.76	6.35	6.72	11.10	11.48
0.32	0.336	4.76	9.52	10.08	14.28	14.84
0.32	0.336	4.76	12.69	13.44	17.45	18.20
0.32	0.336	4.76	15.86	16.80	20.62	21.56
0.32	0.336	4.76	19.04	20.16	23.79	24.92
0.32	0.336	4.76	22.21	23.52	26.97	28.28
0.32	0.336	4.76	25.38	26.88	30.14	31.64
0.32	0.336	4.76	28.55	30.24	33.31	35.00

Instituto de Desarrollo Urbano

7.8 Diseño de muro de contención tipo MC-02, P3

Aplicando la fórmula de Rankine para la obtención del empuje debido al terreno:

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

donde:

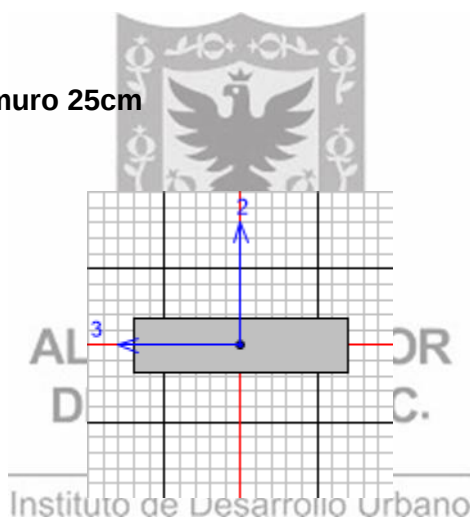
$$\gamma = 2.04 \text{ ton/m}^2$$

$$K_a = 0.3210$$

$$H = 2.4\text{m}$$

Entonces: $P_a = 1.885 \text{ ton/m}$

7.8.1 Diseño a flexión de muro 25cm



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Flexural Details)

Element	: 1	B=100.	D=25.	dc=7.105
Section ID	: M25	E=242.487	fc=0.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID	: COMB1	L=240.	Fy=4.218	fys=4.218
Station Loc	: 0.	RLLF=1.		

Phi(Compression-Spiral):	0.75	
Phi(Compression-Tied):	0.65	
Phi(Tension Controlled):	0.9	
Phi(Shear):		0.75
Phi(Seismic Shear):	0.6	
Phi(Joint Shear):	0.85	

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
25.	1.	2.16	9.773	228.608

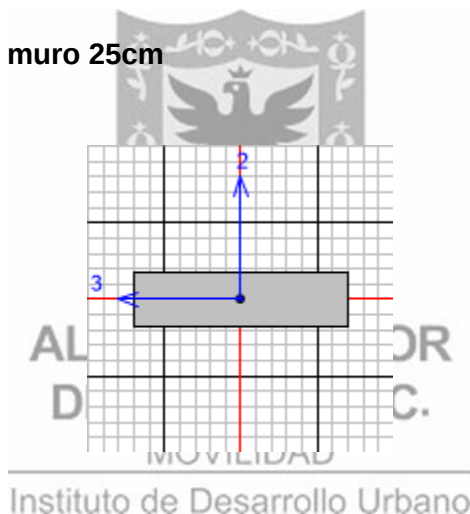
Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentrcty
Major Bending(M3)	228.	0.	228.	4.912	2.274
Minor Bending(M2)	0.	0.	0.	9.772	4.524

Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.	1.003	1.	1.	240.
Minor Bending(M2)	1.	1.	1.	1.	240.

7.8.2 Diseño a cortante de muro 25cm



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Shear Details)

Element	: 1	B=100.	D=25.	dc=7.105
Section ID	: M25	E=242.487	fc=0.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID	: COMB1	L=240.	Fy=4.218	fys=4.218
Station Loc	: 0.	RLLF=1.		

Phi(Compression-Spiral):	0.75	
Phi(Compression-Tied):	0.65	
Phi(Tension Controlled):	0.9	
Phi(Shear):		0.75
Phi(Seismic Shear):	0.6	
Phi(Joint Shear):	0.85	

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear (V2)	0.	2.85	2.16	228.	9.276	0.	9.276
Minor Shear (V3)	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear (V2)	2.85	2.16	228.
Minor Shear (V3)	0.	0.	0.

Design Basis

Shr Reduc Factor	Strength Fys	Strength Fcs	Area Ag
1.	4.218	0.3	2500.

Concrete Shear Capacity

	Design Vu	Conc.Area Ac	Tensn.Rein Area Ast
Major Shear (V2)	2.85	1789.5	12.5
Minor Shear (V3)	0.	0.	0.

Shear Rebar Design

	Stress v	Conc.Cpcty phi*vc	Uppr.Limit phi*vmax	RebarArea Av/s
Major Shear (V2)	0.002	0.005	0.	0.
Minor Shear (V3)	0.	0.	0.	0.


**ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.**
 MOVILIDAD
 Instituto de Desarrollo Urbano

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

8 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MUROS DE CONTENCION

Como se sabe, prácticamente toda obra de ingeniería civil empieza por una excavación, sea para alojar su cimentación, o bien para propiamente construirla si es que ésta debe quedar por debajo de la superficie del terreno.

Cuando la obra se realiza en campo abierto, sin problemas de interferencia con instalaciones o estructuras vecinas, la excavación en talud es tradicionalmente una alternativa racional que puede ser aplicada con ventajas técnicas y económicas; sin embargo, cuando lo anterior no es posible, es necesario “contener” las paredes de la excavación, tanto para proteger a los trabajadores como para conservar la estabilidad de las estructuras e instalaciones vecinas.

Dada la cantidad de muros proyectados para las pilonas y las variaciones de sus alturas encontrando magnitudes desde menos de 1 m hasta 4 m, el proceso constructivo presentado es general. Durante la etapa de construcción el constructor debe generar las modificaciones particulares al proceso de manera que se ajuste a las condiciones reales encontradas después de realizar la demolición de las áreas de intervención. Pues en gran parte de los puntos de implantación de las pilonas actualmente hay viviendas.

El proceso planteado es el siguiente:

1. Localización y replanteo del área de implantación de la pilona.
2. En áreas de construcciones existentes se debe realizar la demolición de las estructuras cuidadosamente, es importante inspeccionar durante el proceso de demolición la condición de cimentación de las estructuras colindantes, para establecer si requieren algún tipo de sub-muración o recalce de la cimentación; este proceso debe ser verificado en compañía del especialista en geotecnia de la construcción quien debe dar la recomendación específica para cada caso según lo encontrado.
3. Realizar el descapote y excavación de rellenos antrópicos heterogéneos que se prevén encontrar en la mayoría de las áreas de pilonas. Hacia las colindancias con viviendas donde los niveles finales de excavación queden por debajo del nivel de cimentación se debe realizar la excavación dejando una berma de mínimo 1.5 m a lo largo de toda la colindancia y con talud de corte no mayor de 1H:1V.
4. Para el caso donde se requieren muros de contención de colindancia con viviendas o infraestructura pública, la excavación para la construcción del muro se debe hacer por el método de trincheras conformando tramos de longitudes no mayores a 5 m, con taludes

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

verticales contra la colindancia, la excavación debe ser cuidadosa y se debe identificar el nivel de fundación de la estructura vecina para determinar si es necesario algún recalce o sostenimiento temporal mientras se construye el muro, para alturas mayores 1.5 m será necesario disponer de elementos de protección temporal contra la pared vertical de la excavación como láminas de acero apuntaladas con pie de amigos metálicos. La excavación de cada trinchera se debe llevar hasta el nivel de fundación previsto de mínimo 0.5 m con respecto al nivel de placa de contrapiso o superficie de terreno terminado.

5. En los casos de muros que están por fuera de la colindancia se debe realizar la excavación hasta el nivel de fundación definido en el diseño estructural del muro, en todo caso se debe garantizar que el nivel de fundación de los muros quede a mínimo 0.50 m de profundidad con respecto al nivel de superficie terminada por el lado de intradós y garantizando en todo caso, que se apoye sobre el suelo de fundación recomendado para estructuras complementarias en cada pila. Los taludes de corte para la excavación de la cimentación pueden ser verticales y para los taludes de cortes hacia el trasdós del muro deben quedar con una inclinación 1H:1V.
6. Disponer la armadura del muro y formaleta para realizar la fundición del muro de contención de acuerdo con el diseño estructural.
7. Una vez se cumpla el tiempo de fraguado mínimo especificado en el diseño estructural, realizar el desencofrado del muro y conformar el subdrenaje con material granular y geotextil y los descoles del subdrenaje hacia la red pluvial, disponer simultáneamente relleno correspondiente en recebo tanto en el trasdós como en el intradós. Los rellenos deben corresponder con lo especificado en el Artículo 610-13 de INVIAS de suelo seccionado o material de recebo y para los materiales drenantes lo estipulado en el artículo 673-13 del INVIAS.
8. Una vez lograda la superficie final de los rellenos, disponer las coberturas finales previstas en el urbanismo para cada área donde se proyecten muros de contención.

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

9 CONCLUSIONES

De acuerdo con los empujes proporcionados en el estudio de mecánica de suelos, en donde se define la capacidad del suelo, los elementos estructurales que componen a los muros de contención y tabla estaca, cumplen con los estados límite de falla y de servicio de acuerdo con la normativa establecida por los términos de referencia.



	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

10 ANEXO A DISEÑO DE TABLAESTACA



Como se evidencia en la siguiente figura, en la zona en donde se dispondrá la pila 3, se proyecta la construcción de un muro perimetral que colinda con las viviendas existentes, por la condición de espacio, no es posible construir el talón de un muro de contención convencional, que permita darle resistencia al volteo, por ello se recomienda el uso de un muro pantalla instalado mediante el preexcavado de la zanja dependiendo de la longitud de empotramiento.



Figura 10-1. Panorámica Pila 3

En la siguiente figura se muestra el esquema del muro proyectado.

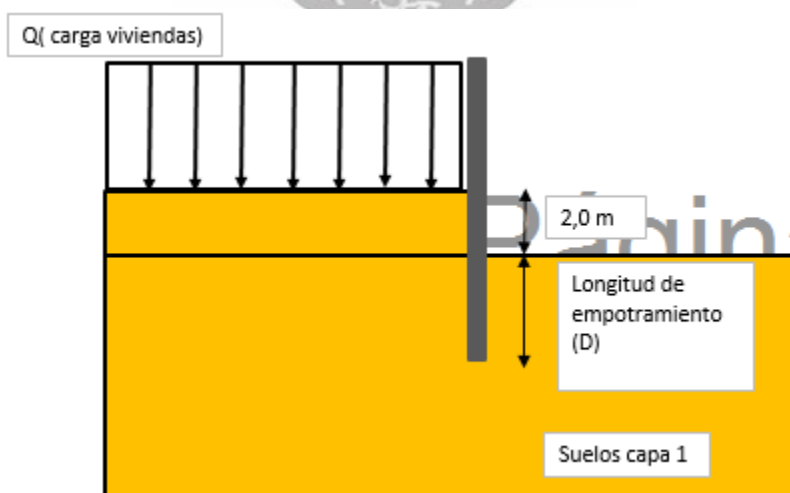


Figura 10-2. Esquema muro pantalla proyectado Pila 3

Para este caso se sigue el método de cálculo de muro en tablestaca en arcilla en ausencia de nivel freático referido en el texto de DAS-2001 pp. 473.

Para el cálculo de la longitud de empotramiento y definición de momento máximo y módulo de sección de la tablestaca se utiliza el diagrama de presiones mostrado en la siguiente figura:

En la figura en vez del estrato de arena, la tablestaca no contiene suelo, sino que funciona como muro divisorio.

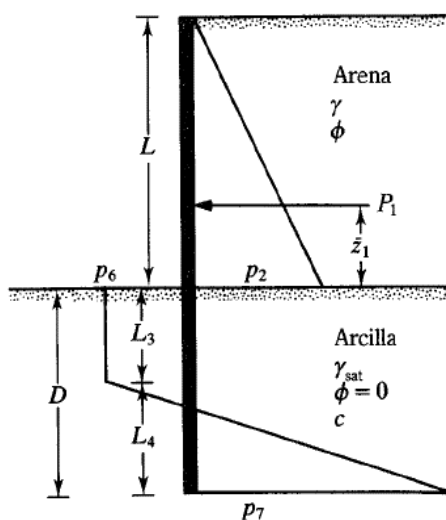


Figura 10-3. Diagrama de presiones muro pantalla proyectado Pilon 3

- **Cálculo de estabilidad del muro pantalla**

1. Cálculo de p₂, P₁ y z₁

L(altura libre del muro)	2
p ₂ =gama*L*Ka (kPa)	40
P ₁ =p ₂ *L/2+Q*L*Ka (kN/m)	89,05
z ₁ (m)	0,85

2. Calculo de p₆, p₇

p ₆ =4*c-gama*L (kPa)	200
p ₇ =4*c+gama*L (kPa)	280

- **Calculo profundidad de empotramiento**

Se calcula mediante la siguiente ecuación y resolviendo para D:

$$D^2 (4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0$$

Resolviendo al ecuación cuadrática se tiene que de es:

a =(4*c-gama*L)	200
b=-2*P ₁	-178,1
c= - P ₁ *(P ₁ +12*C*z ₁)/(gama*L+2C)	-390,29
Solución X1	1,9114294
solución X2	-1,020929

Empotramiento teórico -D (m) 1,91

Empotramiento recomendado (1.3 D) 2,5

Longitud total del muro pantalla: 4,5

- **Cálculo momento máximo de diseño**

El momento máximo para la pantalla esta dado por:

$$M_{\text{máx}} = P_1 (z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2}$$

$Z' = P_1 / p_6$ (m)

0,45

Max (kN.m)

95,54

- **Módulo de sección**

El cálculo del módulo de sección corresponde con la siguiente expresión:

$$S = M_{\text{max}} / \sigma_{\text{adm}}$$

De acuerdo con esto se tiene que el módulo de sección del perfil de la pantalla depende del esfuerzo admisible del material que se utilice. Se recomienda que el especialista en estructuras defina con los criterios de diseño estructural y los esfuerzos admisibles de los materiales la sección adecuada de la pantalla

- **Recomendación de instalación**

Para la instalación de la pantalla se recomienda hacer las excavaciones y la fundición por tramos con longitudes no mayores a 2.0m para evitar afectaciones en estructuras vecinas.

 ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. INSTITUTO DESARROLLO URBANO	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	 CONSORCIO CS Caly Mayor Colombia S.A.S. Supering
--	--	--

11 ANEXO B INVENTARIO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES



	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

A continuación, se incluye el inventario de estructuras existentes del informe de factibilidad previamente entregado en las que posiblemente sean intervenidas y/o modificadas debido a la vinculación de las alternativas planteadas por la presente consultoría, cabe anotar que en la siguiente tabla no se incluyen estructuras que van a ser totalmente demolidas en las estaciones intermedia y retorno o para la conformación de alguna pila dentro del tramo analizado.

Tabla 11.1 – Inventario de estructuras existentes

PORTAL 20 DE JULIO					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTERNATIVA DE POSIBLE INTERFERENCIA	TIPOLOGÍA	MATERIALES	ESTADO DE CONSERVACIÓN	CAPITULO
Muro que bordea la zona de parqueaderos de particulares	ALTERNATIVA 4	Muro de contención en tierra mecánicamente estabilizada.	No hay información	EXCELENTE	12.1.1
portería sur acceso a patio	ALTERNATIVA 4	Pórtico resistente a momento	Concreto $f_c = 28 \text{ MPa}$ Acero de refuerzo $f_y = 420 \text{ MPa}$	EXCELENTE	12.1.2
Cimentación portería sur acceso a patio	ALTERNATIVA 4	No hay información	Concreto $f_c = 28 \text{ MPa}$ Acero de refuerzo $f_y = 420 \text{ MPa}$	NO SE VISUALIZA	12.1.2
Cubierta en de plataforma articulados	ALTERNATIVA 6	Cubierta tridimensional en acero estructural compuesta de perfiles tubulares	Acero estructural ASTM A-500GC	BUEN ESTADO, CON ALTA AFECTACION POR EXCREMENTOS DE LAS PALOMAS Y TRASAS DE CORROSION.	12.2.1
Columnas que soportan cubierta en plataforma de articulados	ALTERNATIVA 6	Columnas en concreto reforzado	Concreto $f_c = 28 \text{ MPa}$ Acero de refuerzo $f_y = 420 \text{ MPa}$	EXCELENTE	12.2.2
	ALTERNATIVA 6	Cimentación profunda	Concreto $f_c = 28 \text{ MPa}$	NO SE VISUALIZA	12.2.3

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

PORTAL 20 DE JULIO					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTERNATIVA DE POSIBLE INTERFERENCIA	TIPOLOGÍA	MATERIALES	ESTADO DE CONSERVACIÓN	CAPITULO
Cimentación en zona de articulados			Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$		
Cubierta en plataforma de alimentadores	ALTERNATIVA 6	Cubierta tridimensional en acero estructural compuesta de perfiles tubulares	Acero estructural ASTM A-500GC	EXCELENTE	12.2.4
Columnas que soportan cubierta en plataforma de alimentadores	ALTERNATIVA 6	Columnas en concreto reforzado	Concreto $f_c=28\text{MPa}$ Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$	BUENO	12.2.5
Cimentación en plataforma de alimentadores	ALTERNATIVA 6	Cimentación profunda	Concreto $f_c=28\text{MPa}$ Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$	NO SE VISUALIZA	12.2.6
Muro anclado al costado sur del portal donde posiblemente se ubique una pila	ALTERNATIVA 6	Muro anclado	Concreto $f_c=28\text{MPa}$ Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$ Acero de presfuerzo $f_{pu}=1860\text{MPa}$	BUENO	12.2.7
Muro entre plataforma de alimentadores y articulados	ALTERNATIVA 6	Muro de contención en tierra mecánicamente estabilizada.	No hay información	EXCELENTE	12.2.8

	ACTUALIZACIÓN, AJUSTES Y COMPLEMENTACIÓN DE LA FACTIBILIDAD Y ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL CABLE AÉREO EN SAN CRISTÓBAL, EN BOGOTÁ D.C.	
---	--	---

PORTAL 20 DE JULIO					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTERNATIVA DE POSIBLE INTERFERENCIA	TIPOLOGÍA	MATERIALES	ESTADO DE CONSERVACIÓN	CAPITULO
			Acero de refuerzo fy=420MPa		

Fuente: Elaboración Consorcio CS

