



CONSULTORES EN INGENIERIA Y MEDIO
AMBIENTE C I AMBIENTAL
NIT 817.001.435-9
Calle 171 21a 62
Tel: (undefined) 3175030960 - Ext. undefined
Bogotá - Colombia
lucybori@ciambiental.com



Factura electrónica de venta
No. CI 847

Señores	ALCALDIA DE SANTIAGO DE CALI		
NIT	890.399.011-3	Teléfono	(000) 8000222195 - Ext. 000
Dirección	Av. 2 Nte. #10 - 70	Ciudad	Cali - Colombia

Fecha y hora Factura	
Generación	21/12/2023, 16:47
Expedición	21/12/2023, 16:47
Vencimiento	18/01/2024

Ítem	Cantidad	Descripción	Vr. Bruto
1	1.00	Tercer pago del 30% UNA VEZ RECIBIDO Y APROBADO EL INFORME TÉCNICO DE ACUERDO CON EL CRONOGRAMA del CONTRATO No. 4147.010.26.1.757-2023. REALIZAR CONSULTORÍA PARA LLEVAR A ACABO ESTUDIOS Y DISEÑOS DE OBRAS DE MITIGACIÓN DE RIESGO, ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y ACCESIBILIDAD UNIVERSAL EN LAS COMUNAS 18 y 19 DEL DISTRITO ESPECIAL DE SANTIAGO DE CALI.	126,047,310.00

Total items: 1

Valor en Letras:

Ciento cuarenta y nueve millones novecientos noventa y seis mil doscientos noventa y ocho pesos m/cte con noventa cent.

Condiciones de Pago:

Crédito - Cuota No. 001 vence el 2024-01-18 por \$ 149,996,298.90

Total Bruto	126,047,310.00
Iva 19%	23,948,988.90
Total a Pagar	149,996,298.90

Observaciones:

Orden de compra: -

A esta factura de venta aplican las normas relativas a la letra de cambio (artículo 5 Ley 1231 de 2008). Con esta el Comprador declara haber recibido real y materialmente las mercancías o prestación de servicios descritos en este título - Valor. Número Autorización 18764058579410 aprobado en 20231024 prefijo CI desde el número 833 al 870 Vigencia: 12 Meses
Responsable de IVA - Actividad Económica 7112 Actividades de ingeniería y otras actividades conexas de consultoría técnica Tarifa 8.66*1000
CUFE: f37190c5ccaa42437be1b3c648cc142071708e5ba70b55c093b190347c187fb610b68a7cad8ea152993f9a5435c03200

Fabricante Software y Proveedor tecnológicos: Siglo SAS - Nit 830.048.145-8 Nombre Software Siglo Nube. Firma electrónica ver en el XML

 ALCALDÍA DE SANTIAGO DE CALI GESTIÓN JURÍDICO ADMINISTRATIVA GESTIÓN CONTRACTUAL	SISTEMAS DE GESTIÓN Y CONTROL INTEGRADOS (SISTEDA, SGC y MECI) INFORME DE SUPERVISIÓN DE CONTRATO	MAJA01.04.03.18.P02.F03	
		VERSIÓN	1
		FECHA DE ENTRADA EN VIGENCIA	01/oct/2019

1. TIPO DE INFORME	
INFORME PARCIAL ☒	INFORME FINAL ☐
Cuota Número <u>3</u>	
2. ASPECTOS GENERALES DE CONTRATO Y SU EJECUCIÓN	
Contrato de consultoría N°: 4147.010.26.1.757 - 2023	
Nombre del contratista: CONSULTORES EN INGENIERIA Y MEDIOAMBIENTE C I AMBIENTAL S.A.S. Representante Legal: LUCY BOHORQUEZ RIOS C.C. 52.047.315	
Documento de identificación del Contratista: NIT: No. 817001435-9	
Nombre (s) del supervisor (es): Edgar Ramírez Delgado Subsecretario de Mejoramiento Integral y Legalización	
Organismo: Secretaría de Vivienda Social y Hábitat	No. Teléfono: (2) 668 27 38
Objeto del contrato de consultoría N°: 4147.010.26.1.757-2023: REALIZAR CONSULTORÍA PARA LLEVAR A ACABO ESTUDIOS Y DISEÑOS DE OBRAS DE MITIGACIÓN DE RIESGO, ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y ACCESIBILIDAD UNIVERSAL EN LAS COMUNAS 18 y 19 DEL DISTRITO ESPECIAL DE SANTIAGO DE CALI.	
3. INFORME JURÍDICO	
Fecha de Inicio	Fecha Terminación
3 de noviembre de 2023	31 de diciembre de 2023
Modificación al contrato: NA	
Suspensión: NA	
Reanudación: NA	
Terminación anticipada: N/A	

 ALCALDÍA DE SANTIAGO DE CALI GESTIÓN JURÍDICO ADMINISTRATIVA GESTION CONTRACTUAL	SISTEMAS DE GESTIÓN Y CONTROL INTEGRADOS (SISTEDA, SGC y MECI)		MAJA01.04.03.18.P02.F03
	INFORME DE SUPERVISIÓN DE CONTRATO		VERSIÓN 1
			FECHA DE ENTRADA EN VIGENCIA 01/oct/2019

4. INFORME CONTABLE Y FINANCIERO

Valor inicial del contrato: CUATROCIENTOS NOVENTA Y NUEVE MILLONES NOVECIENTOS OCHENTA Y SIETE MIL SEISCIENTOS SESENTA Y TRES PESOS M/CTE (\$499.987.663)

Adición: N/A

Prórroga: N/A

Resumen contable y financiero:

De conformidad a la cláusula cuarta del contrato No. 4147.010.26.1.757-2023, los pagos serán en cuatro (4) cuotas así: una (1) cuota correspondiente al 20% del valor del contrato, una (1) cuota correspondiente al 30% del valor del contrato, una (1) cuota correspondiente al 30% del valor del contrato y una (1) última cuota correspondiente al 20% del valor del contrato.

El presente informe corresponde al segundo pago del 30%, una vez recibido y aprobado el informe técnico presentado por el contratista, de acuerdo con el cronograma en el setenta por ciento (70%) de ejecución de las actividades del contrato No. 4147.010.26.1.757-2022.

Valor Total del Contrato	Valor Cuota a Cancelar	Valor Acumulado Cancelado	Saldo por Cancelar
\$499.987.663	\$149.996.298	\$249.993.830	\$99.997.535

INFORMACIÓN DEL PAGO DE SEGURIDAD SOCIAL

PERSONA JURÍDICA:

FECHA DE CERTIFICACIÓN: 11 de diciembre de 2023

La certificación es expedida por la Revisora Fiscal de acuerdo a los requerimientos de Ley.

Martha Esperanza Gómez Moreno

C.C. 51.564.672

Tarjeta Profesional No. 16732-T

Revisora Fiscal

 ALCALDÍA DE SANTIAGO DE CALI GESTIÓN JURÍDICO ADMINISTRATIVA GESTION CONTRACTUAL	SISTEMAS DE GESTIÓN Y CONTROL INTEGRADOS (SISTEDA, SGC y MECI)		MAJA01.04.03.18.P02.F03
	INFORME DE SUPERVISIÓN DE CONTRATO		VERSIÓN 1
			FECHA DE ENTRADA EN VIGENCIA 01/oct/2019

PERSONA NATURAL:

Datos Certificación o Planilla de Pago persona Natural: N/A

No. Planilla: N/A

No. PIN, Autorización, Referencia, Pago Consolidado: N/A

Operador: N/A.

Fecha de Pago: N/A

Periodo de Pago de la Seguridad Social: N/A

Observaciones al informe contable y financiero: N/A.

5. INFORME TÉCNICO

El contratista realizó las siguientes actividades con base en las condiciones establecidas en el Contrato N°: 4147.010.26.1.757-2023, las cuales se describen a continuación:

1. Cumplir con el objeto del contrato.

A la fecha ha cumplido con el objeto del contrato de acuerdo a las actividades que se describen a continuación.

2. Desarrollar la Consultoría con el equipo de trabajo propuesto.

Realizó el análisis hidrológico de la zona y calculó los hietogramas de diseño.

Efectuó la modelación hidráulica en 2D a partir del análisis hidrológico, calculando los caudales pico de los puntos de diseño.

Diseñó las estructuras hidráulicas requeridas, a partir de la modelación hidráulica.

Diseñó geotécnicamente los muros de contención, teniendo en cuenta los empujes del terreno, la capacidad portante y los diferentes coeficientes de diseño.

Elaboró el diseño de obras de mitigación en los dieciséis (16) puntos de la comuna 18 y ocho (puntos) de la comuna 19.

 ALCALDÍA DE SANTIAGO DE CALI GESTIÓN JURÍDICO ADMINISTRATIVA GESTION CONTRACTUAL	SISTEMAS DE GESTIÓN Y CONTROL INTEGRADOS (SISTEDA, SGC y MECI)		MAJA01.04.03.18.P02.F03
	INFORME DE SUPERVISIÓN DE CONTRATO		VERSIÓN 1
			FECHA DE ENTRADA EN VIGENCIA 01/oct/2019

10. Elaborar informes y anexar todos aquellos documentos y comprobantes que se requieren para efectuar cada uno de los pagos relacionados en el proceso.

Elaboró el informe de avance No. 2 correspondiente al cincuenta por ciento (70%) de ejecución de las actividades del contrato No. 4147.010.26.1.757-2022 (Radicado 202341470100117462).

OBSERVACIONES AL INFORME TÉCNICO:

Se recibe y acepta el informe técnico de avance presentado por el contratista, de acuerdo con el cronograma en el setenta por ciento (70%) de ejecución de las actividades contractuales, sin embargo, para el informe final, se deben seguir las siguientes observaciones:

Comuna 18

1. Presentar el diseño de los andenes en concreto de 3000 psi con malla electro soldada, para todos los puntos, excepto los puntos 6, 11 y 15.
2. Especificar las dimensiones del geomanto del punto 4, el tipo de anclaje y demás especificaciones técnicas del mismo.
3. Indicar el manejo final del agua almacenada en las acuaceldas estipuladas en el diseño de los SUDS, lugar de desagüe o descarga al alcantarillado pluvial, sitios 6, 11, 15.
4. Para el sitio 12 se deben establecer los diseños de andenes, SUDS, además de la actividad de siembra, los cuales no se especifican en lo presentado para este punto.
5. Detallar los sistemas de drenaje que tendrán los muros de contención diseñados.
6. Definir el diámetro de roca a usar en las estructuras de gavión planteadas.

Comuna 19

1. Especificar las dimensiones de las mallas de los puntos 1 y 2, el tipo de anclaje, drenaje y demás especificaciones técnicas de la misma.
2. Diseñar la estructura hidráulica escalonada que recibe las aguas lluvias de la alcantarilla que cruza la vía principal, en el punto 2.

 ALCALDÍA DE SANTIAGO DE CALI GESTIÓN JURÍDICO ADMINISTRATIVA GESTION CONTRACTUAL	SISTEMAS DE GESTIÓN Y CONTROL INTEGRADOS (SISTEDA, SGC y MECI) INFORME DE SUPERVISIÓN DE CONTRATO	MAJA01.04.03.18.P02.F03	
		VERSIÓN	1
		FECHA DE ENTRADA EN VIGENCIA	01/oct/2019

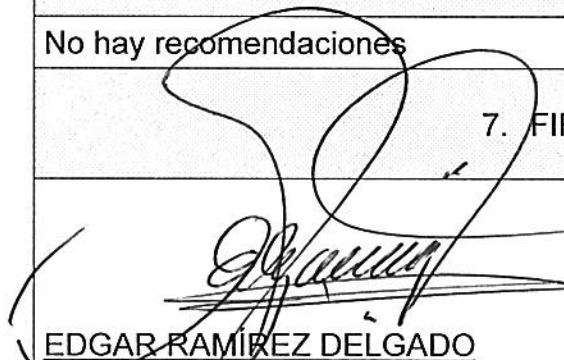
4. Para el punto 3, se debe indicar el manejo final del agua almacenada en las acuaceldas estipuladas en el diseño de los SUDS, lugar de desagüe o descarga al alcantarillado, así como la descripción detallada del manto, dimensiones y tipos de anclaje.

5. Especificar los detalles de la malla de resistencia del punto 8, así como el diseño de los andenes contiguos al talud a intervenir.

6. RECOMENDACIONES PARA EL CONTRATISTA

No hay recomendaciones

7. FIRMAS RESPONSABLES


EDGAR RAMÍREZ DELGADO
 Supervisor


DAVID LÓPEZ GIRALDO
 Apoyo a la Supervisión

Fecha de suscripción del informe de supervisión: 20 de diciembre de 2023.

2. Concepto **02** Actualización

4. Número de formulario

14894520692



(415)7707212489984(8020) 000001489452069 2

5. Número de Identificación Tributaria (NIT)

8 1 7 0 0 1 4 3 5 9

6. DV

12. Dirección seccional

Impuestos de Bogotá

14. Buzón electrónico

IDENTIFICACIÓN

24. Tipo de contribuyente

Persona jurídica

25. Tipo de documento

1

26. Número de identificación

27. Fecha expedición

Lugar de expedición

28. País

29. Departamento

30. Ciudad/Municipio

31. Primer apellido

32. Segundo apellido

33. Primer nombre

34. Otros nombres

35. Razón social

CONSULTORES EN INGENIERIA Y MEDIO AMBIENTE C I AMBIENTAL S A S

36. Nombre comercial

37. Sigla

UBICACIÓN

38. País

COLOMBIA

1 6 9

39. Departamento

Bogotá D.C.

40. Ciudad/Municipio

Bogotá, D.C.

0 0 1

41. Dirección principal

CL 171 21 A 62

42. Correo electrónico lucybori@ciambiental.com

43. Código postal

44. Teléfono 1

6 0 1 7 2 6 8 9 8 2

45. Teléfono 2

3 1 7 5 0 3 0 9 6 0

CLASIFICACIÓN

Actividad económica						Ocupación	52. Número establecimientos
Actividad principal		Actividad secundaria		Otras actividades		51. Código	
46. Código	47. Fecha inicio actividad	48. Código	49. Fecha inicio actividad	50. Código	12		
7 1 1 2	2 0 1 3 0 3 1 4	4 2 9 0	2 0 1 3 0 3 1 4				

Responsabilidades, Calidades y Atributos

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
53. Código	5	7	9	1	0	1	4	4	8	5	2	6	5												

05- Impto. renta y compl. régimen ordinario 55- Informante de Beneficiarios Finales

07- Retención en la fuente a título de rent

09- Retención en la fuente en el impuesto

10- Obligado aduanero

14- Informante de exogena

48- Impuesto sobre las ventas - IVA

52- Facturador electrónico

Obligados aduaneros

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
54. Código	2 2	2 3							
	11	12	13	14	15	16	17	18	19

Exportadores

55. Forma	56. Tipo	Servicio	1	2	3
3	1	57. Modo			
		58. CPC			

IMPORTANTE: Sin perjuicio de las actualizaciones a que haya lugar, la inscripción en el Registro Único Tributario -RUT-, tendrá vigencia indefinida y en consecuencia no se exigirá su renovación

Para uso exclusivo de la DIAN

59. Anexos SI ☐ NO ☒

60. No. de Folios: 0

61. Fecha 2023 - 02 - 08 / 06 : 44: 02

La información suministrada a través del formulario oficial de inscripción, actualización, suspensión y cancelación del Registro Único Tributario (RUT), deberá ser exacta y veraz; en caso de constatar inexactitud en alguno de los datos suministrados se adelantarán los procedimientos administrativos sancionatorios o de suspensión, según el caso.

Parágrafo del artículo 1.6.1.2.20 del Decreto 1625 de 2016

Firma del solicitante:

Sin perjuicio de las verificaciones que la DIAN realice.

Firma autorizada:

984. Nombre BOHORQUEZ RIOS LUCY

985. Cargo Representante legal Certificado

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 52.047.315

BOHORQUEZ RIOS

APELLIDOS
LUCY

NOMBRES

FIRMA



INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO 15-MAR-1972

SARAVENA
(ARAUCA)

LUGAR DE NACIMIENTO

1.65

ESTATURA

A+

G.S. RH

F

SEXO

30-JUL-1990 BOGOTA D.C.

FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

Carlos Ariel Sánchez Torres
REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ARIEL SÁNCHEZ TORRES



A-1500100-00027723-F-0052047315-20080721

0001317638A 1

1690012073

CERTIFICACIÓN DE APORTES AL SISTEMA DE SEGURIDAD SOCIAL Y PARAFISCALES

PERSONA JURIDICA

Yo, **MARTHA ESPERANZA GOMEZ**, identificado con cédula de ciudadanía No. **51.564.672**, y con Tarjeta Profesional No. **16732-T** de la Junta Central de Contadores, en mi condición de Revisor Fiscal de **CONSULTORES EN INGENIERIA Y MEDIO AMBIENTE CI AMBIENTAL SAS**, identificada con **NIT 817.001.435-9**, luego de examinar los estados financieros de la empresa de acuerdo con las normas de auditoría generalmente aceptadas en Colombia, certifico que durante los últimos seis (6) meses calendario legalmente exigibles, la empresa ha realizado el Pago de los Aportes al sistema de Seguridad Social y Parafiscales exigidos por la Ley y se encuentra al día y a paz y salvo por todo concepto relacionado con dichos aportes.

Lo anterior en cumplimiento de lo dispuesto en el Artículo 50 de la Ley 789 de 2002 y el Artículo 23 de la Ley 1150 de 2007.

Dada en Bogotá D.C. a los (11) días del mes de diciembre de 2023

Cordialmente,


MARTHA ESPERANZA GOMEZ MORENO
C.C. 51.564.672
Tarjeta Profesional No. 16732-T

REPÚBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACIÓN PERSONAL
CÉDULA DE CIUDADANÍA

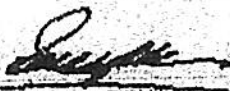
NÚMERO 51.564.672

GOMEZ MORENO

APELLIDOS

MARTHA ESPERANZA

NOMBRES


FIRMA



INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO 20-SEP-1956
BOGOTA D.C.
(CUNDINAMARCA)

LUGAR DE NACIMIENTO

1.56

O+

F

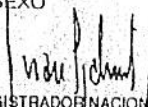
ESTATURA

G.S. RH

SEXO

26-FEB-1979 BOGOTA D.C.

FECHA Y LUGAR DE EXPEDICIÓN


REGISTRADOR NACIONAL
JUAN CARLOS GALINDO VACHA



A-1500100-00905922-F-0051564672-20170517

0055443337A 1

9910001844

República de Colombia
Ministerio de Educación Nacional

JUNTA CENTRAL DE CONTADORES
TARJETA PROFESIONAL
DE CONTADOR PUBLICO

16732-T

MARTHA ESPERANZA
GOMEZ MORENO
C.C. 51564872
RESOLUCION INSERIPCION 843
UNIVERSIDAD SANTO TOMAS

FECHA 29/01/87

Presidente

00024256



Creación

[Firma]

FIRMA DEL TITULAR

Esta tarjeta es el único documento que lo acredita como
CONTADOR PUBLICO de acuerdo con lo establecido en
la ley 43 de 1990.
Agradecemos a quien encuentre esta tarjeta devolverla
al Ministerio de Educación Nacional / Junta Central de
Contadores.

UNIDAD
ADMINISTRATIVA
ESPECIAL

**JUNTA CENTRAL
DE CONTADORES**



Certificado No:

E 0 1 A 0 0 9 9 0 0 7 E 5 4 2 A

LA REPUBLICA DE COLOMBIA

MINISTERIO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO

UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL

JUNTA CENTRAL DE CONTADORES

**CERTIFICA A:
QUIEN INTERESE**

Que el contador público **MARTHA ESPERANZA GOMEZ MORENO** identificado con CÉDULA DE CIUDADANÍA No 51564672 de BOGOTA, D.C. (BOGOTA D.C) Y Tarjeta Profesional No 16732-T Si tiene vigente su inscripción en la Junta Central de Contadores y desde la fecha de Inscripción.

NO REGISTRA ANTECEDENTES DISCIPLINARIOS *****

Dado en BOGOTA a los 11 días del mes de Octubre de 2023 con vigencia de (3) Meses, contados a partir de la fecha de su expedición.

DIRECTOR GENERAL

ESTE CERTIFICADO DIGITAL TIENE PLENA VALIDEZ DE CONFORMIDAD CON LO ESTABLECIDO EN EL ARTICULO 2 DE LA LEY 527 DE 1999, DECRETO UNICO REGLAMENTARIO 1074 DE 2015 Y ARTICULO 6 PARAGRAFO 3 DE LA LEY 962 DEL 2005

Para confirmar los datos y veracidad de este certificado, lo puede consultar en la página web www.jcc.gov.co digitando el número del certificado

EL BANCO DE BOGOTA

INFORMA:

Que la empresa CONSULTORES EN INGENIERIA Y MEDIO AMBIENTE CI AMBI identificado(a) con NITPJ 8170014359 está vinculado(a) al BANCO DE BOGOTA a través de la CTA CORRIENTE No. 605435700 desde el 02 de mayo de 2023, este producto se encuentra Vigente.

Esta información es confidencial, no es una recomendación de negocio y se suministra sin responsabilidad del banco, se expide el 27 de noviembre de 2023, a solicitud del interesado, con destino a quien interese.

Atentamente,



Olga Yanira Otálora Guerrero

Gerencia de Soluciones para el Cliente

Banco de Bogotá

Bogotá D.C., 15 de diciembre de 2023

Señores:

Secretaría de Vivienda Social y Hábitat.

ATN. MARTHA LILIANA HERNÁNDEZ GALVIS

Secretaría de despacho

Santiago de Cali, Valle del Cauca

REFERENCIA: CONTRATO No. 4147.010.26.1.757-2023" REALIZAR CONSULTORÍA PARA LLEVAR A CABO ESTUDIOS Y DISEÑOS DE OBRAS DE MITIGACIÓN DE RIESGO, ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y ACCESIBILIDAD UNIVERSAL EN LAS COMUNAS 18 Y 19 DEL DISTRITO ESPECIAL DE SANTIAGO DE CALI" EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN ZONAS DE LADERA AFECTADAS POR MOVIMIENTOS EN MASA EN SANTIAGO DE CALI.

ASUNTO: RADICACIÓN DE INFORME DE AVANCE No. 2.

Respetados señores:

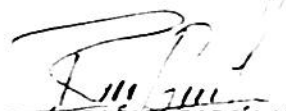
En el marco de la ejecución del estudio en referencia, CI Ambiental se permite radicar el informe 2, correspondiente a un avance del 70% de ejecución del contrato.

El documento está compuesto por:

- 1 documento físico y por medio magnético.

Sin otro al respecto, agradecemos su atención.

Formalmente,


JESÚS RAFAEL GARCÍA NÚÑEZ
DIRECTOR DE CONSULTORIA

Consultores en Ingeniería y Medio Ambiente - CI Ambiental S.A.S.

NIT: 817.001.435-9

C-2-304-23

Elabora: MGCL; Revisó: JRGH



No. 2023-4147010-011746-2

**Asunto: RADICACIÓN DE INFORME
AVANCE No 2**

Fecha Radicado 15/12/2023 03:29:54

Usuario Radicador JANETH GUEVARA Folios
Destino Subsecretaría de Mejoramiento Integral y Legalización
Remite (EMP) CI AMBIENTAL ID 817001435-9
Visite Nuestra Pagina - <http://www.cali.gov.co>
Santiago de Cali (Valle del Cauca) Cam Torre Alcaldía, Línea 195



202341470100117462



**ALCALDÍA DE
SANTIAGO DE CALI**

SECRETARÍA DE VIVIENDA
SOCIAL Y HABITAT

SECRETARÍA DE VIVIENDA SOCIAL Y HÁBITAT

ALCALDÍA DE SANTIAGO DE CALI



CONSULTORES EN INGENIERÍA Y MEDIO AMBIENTE - CI AMBIENTAL S.A.S.

“REALIZAR CONSULTORÍA PARA LLEVAR ACABO ESTUDIOS Y DISEÑOS DE OBRAS DE MITIGACIÓN DE RIESGO, ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y ACCESIBILIDAD UNIVERSAL EN LAS COMUNAS 18 Y 19 DEL DISTRITO ESPECIAL DE SANTIAGO DE CALI. EN LA CONTRUCCIÓN DE OBRAS EN ZONAS DE LADERA AFECTADAS POR MOVIMIENTOS EN MASA EN SANTIAGO DE CALI.”

INFORME 2 v1

**DICIEMBRE 2023
BOGOTÁ, D.C. – COLOMBIA**

CONTENIDO

1	ALCANCES.....	10
2	ZONA DE ESTUDIO.....	10
3	Hidrología.....	13
3.1	Hietogramas de Diseño.....	14
4	Modelación Hidráulica.....	23
4.1	Modelacion Hidraulica en 2D (RiverFlow2D).....	24
4.2	Generación de malla y determinación de elevaciones.....	24
4.3	Coeficiente de Manning.....	26
4.4	Infiltración.....	27
4.5	Lluvia críticas – Evapotranspiración.....	28
4.6	Condiciones de frontera y particularidades.....	29
5	Diseño de estructuras hidráulicas.....	30
6	Diseño geotécnico muros de contención.....	36
6.1	Empujes del terreno.....	37
6.2	Coeficientes de presión lateral de tierra.....	37
6.3	Coeficientes Sismicos.....	38
6.4	Capacidad Portante.....	38
6.5	Materiales De Construcción Muros de Contención.....	39
7	Diseños de obras de mitigación.....	40
7.1	Comuna 18.....	41
7.1.1	Sitio 1.....	41
7.1.2	Sitio 2.....	45
7.1.3	Sitio 3.....	47
7.1.4	Sitio 4.....	49
7.1.5	Sitio 5.....	51
7.1.6	Sitio 6.....	52
7.1.7	Sitio 7.....	54

7.1.8	Sitio 8.....	56
7.1.9	Sitio 9.....	58
7.1.10	Sitio 10.....	70
7.1.11	Sitio 11.....	74
7.1.12	Sitio 12.....	75
7.1.13	Sitio 13.....	93
7.1.14	Sitio 14.....	98
7.1.15	Sitio 15.....	103
7.1.16	Sitio 16.....	104
7.2	Comuna 19	111
7.2.1	Sitio 1.....	111
7.2.2	Sitio 2.....	113
7.2.3	Sitio 3.....	117
7.2.4	Sitio 4 y Sitio 5	121
7.2.5	Sitio 6.....	123
7.2.6	Sitio 7.....	125
7.2.7	Sitio 8.....	127
8	Diseño Estructural de Obras.....	129
8.1	Escaleras.....	129
8.1.1	Materiales de construcción.....	129
8.1.2	Diseño de Losas de las Escaleras	129
8.1.3	Diseño de losas de los Canales.....	130

FIGURAS

Figura 2.1	Puntos de interés de la comuna 18.....	11
Figura 2.2	Puntos de interés de la comuna 19.....	12
Figura 3.1	Ubicación de estaciones pluviométricas	13
Figura 3.2	Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia IDEAM, Estación Universidad del Valle	14
Figura 3.3	Hietograma de profundidades – Estación Universidad del Valle.....	21

Figura 3.4 Hietograma de intensidades - Estación Universidad del Valle.....	23
Figura 4.1 Malla de elementos finitos – Comuna 18	25
Figura 4.2 Malla de elementos finitos – Comuna 19	25
Figura 4.3 Coeficiente de Manning Comuna 18.....	26
Figura 4.4 Coeficiente de Manning Comuna 19.....	26
Figura 4.5 Infiltraciones Comuna 18	27
Figura 4.6 Infiltraciones Comuna 19	28
Figura 4.7 Hietograma de intensidades – Universidad del Valle	28
Figura 4.8 Condiciones de frontera Comuna 18 – Sitio 1y Comuna 19 – Sitio 4.....	29
Figura 5.1 Variables para el diseño de una rápida escalonada	30
Figura 5.2. Dimensionamiento Escalera 2 - Comuna 18.	34
Figura 5.3. Perfil escalera 2 - Comuna 18.....	35
Figura 5.4. Dimensiones Rápida Escalonada - Escalera 2 - Comuna 18.	35
Figura 5.5. Dimensionamiento Escalera 2 - Comuna 19.	36
Figura 7.1 Panorama actual de las escaleras del sitio 1 de la Comuna 18.....	42
Figura 7.2 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	42
Figura 7.3 Perfil isométrico a escala 1:50 de la escalera del sitio 1 de la comuna 18	42
Figura 7.4 Perfil longitudinal del diseño del canal	43
Figura 7.5 Perfil en planta de la escalera del sitio 1 de la Comuna 18.....	44
Figura 7.6 Panorama actual del sector.....	45
Figura 7.7 Perfil longitudinal del canal 2	46
Figura 7.8 Isométrico con dimensiones del canal 2	46
Figura 7.9 Panorama actual de las escaleras del sitio 3 de la Comuna 18.....	47
Figura 7.10 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	48
Figura 7.11 Perfil isométrico	48
Figura 7.12 Panorama actual del sector.....	49
Figura 7.13 Evolución de la protección de los mantos para control de erosión con crecimiento de vegetación. Tomado de https://geomatrix.sfo2.digitaloceanspaces.com/web/terratrac.pdf	50
Figura 7.14 Manto verde para control de erosión y estabilidad. Punto 4, Comuna 18.....	50
Figura 7.15 Panorama actual del sitio 5 de la comuna 18.....	51

Figura 7.16 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	52
Figura 7.17 Panorama actual del sector	53
Figura 7.18 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	53
Figura 7.19 Panorama actual del sitio 7 de la comuna 18	55
Figura 7.20 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	55
Figura 7.21 Perfil Longitudinal de los canales	56
Figura 7.22 Diseño de SUDS sitio 7 Comuna 18	56
Figura 7.23 Panorama actual del sector	57
Figura 7.24 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	57
Figura 7.25 Perfil longitudinal del canal	58
Figura 7.26 Panorama actual del sector	59
Figura 7.27 Dimensiones muro Cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m)	60
Figura 7.28 Factor de seguridad por estabilidad global caso estático. Comuna 18, punto 9 H=4.8m.....	63
Figura 7.29 Factor de seguridad por estabilidad global caso pseudoestático. Comuna 18, punto 9 H=4.8m	63
Figura 7.30 Panorama actual del sitio 10 de comuna 18	71
Figura 7.31 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 10 (H=4m)	71
Figura 7.32 Zona de implantación gaviones comuna 18, punto 10 H=4m	72
Figura 7.33 Panorama actual del sitio 11	74
Figura 7.34 Diseño de SUDS	75
Figura 7.35 Panorama actual del sitio 12	75
Figura 7.36 Dimensiones muros Cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m y H=3.15m)	76
Figura 7.28 Factor de seguridad por estabilidad global caso estático. Comuna 18, punto 9 H=3.15m.....	82
Figura 7.29 Factor de seguridad por estabilidad global caso pseudoestático. Comuna 18, punto 9 H=3.15m	82
Figura 7.37 Corte esquemático losas. Comuna 18, Punto 12	89
Figura 7.38 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	92
Figura 7.39 Perfil longitudinal del canal	93
Figura 7.40 Panorama actual de las escaleras del sitio 13	94
Figura 7.41 Panorama actual del muro en gaviones del sitio	94

Figura 7.42 Perfil Longitudinal y escalinata en planta	95
Figura 7.43 Perfil Longitudinal de canal	95
Figura 7.44 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 13 (H=2.5m)	96
Figura 7.45 Zona de implantación de los gaviones comuna 18, punto 13. H=2.5m	96
Figura 7.46 Panorama actual del sitio	98
Figura 7.47 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera	99
Figura 7.48 Perfil longitudinal del canal	99
Figura 7.49 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 14. K+002	100
Figura 7.50 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 14. K+004	100
Figura 7.51 Zona de implantación muro en gavión, comuna 18 punto 15 H=3.5m	101
Figura 7.52 Panorama actual del sector	103
Figura 7.53 Diseño de SUDS	104
Figura 7.54 Perfil Isométrico	104
Figura 7.55 Panorama actual del sitio	105
Figura 7.56 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 16, k+005 (H=2m)	105
Figura 7.57 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 16, k+015 (H=1.5m)	106
Figura 7.58 Vista en planta comuna 18, punto 16	107
Figura 7.59 Perfil longitudinal comuna 18, punto 16	108
Figura 7.60. Talud inestable en la Comuna 19.	112
Figura 7.61. Diseño de Malla de Alta resistencia. Estabilización Talud, comuna 19.	113
Figura 7.62. Ubicación en planta de Malla de Alta Resistencia.	113
Figura 7.63. Muro artesanal - Estado actual.	114
Figura 7.64 Dimensionamiento de Malla de acero de alta Resistencia.	115
Figura 7.65 Ubicación en malla de Alta resistencia - Comuna 19.	115
Figura 7.66 Perfil longitudinal y en planta de las escaleras del sitio 2	116
Figura 7.67 Perfil longitudinal de canal 2	117
Figura 7.68 Panorama actual del sector	118
Figura 7.69 Perfil longitudinal y en planta de las escaleras del sitio 3	118
Figura 7.70 Perfil longitudinal del canal 3	119

Figura 7.71 Diseño de SUDS	119
Figura 7.72 perfil isometrico del suds	120
Figura 7.14 Manto verde para control de erosión y estabilidad. Punto 3, Comuna 19	121
Figura 7.73 Panorama actual del sector 4 y 5	121
Figura 7.74 Perfil longitudinal y en planta de las escaleras del sitio 4 y 5	122
Figura 7.75 Perfil longitudinal del canal	122
Figura 7.76 Panorama actual del sector	123
Figura 7.77 Perfil longitudinal y en planta del sector 4 y 5	124
Figura 7.78 Perfil longitudinal del canal del sitio 6	124
Figura 7.79 Panorama actual del sector	125
Figura 7.80 Perfil longitudinal y planta del sitio 7	126
Figura 7.81 Perfil longitudinal del sitio 7	127
Figura 7.82. Estado deteriorado de las bolsas de tierra artesanales.	127
Figura 7.83. Dimensionamiento de Malla de alta Resistencia.	128
Figura 7.84 Implantación de malla de alta resistencia. Sector 8, Comuna 19.	128

TABLAS

Tabla 3.1 Intensidad de lluvia para un t= 4 horas	15
Tabla 3.2 Profundidades acumuladas de lluvias criticas (mm)	16
Tabla 3.3 Profundidades diferenciales de lluvias criticas	18
Tabla 3.4 Hietograma	20
Tabla 3.5 Intensidades de lluvias criticas	21
Tabla 4.1 Caudales picos – Comuna 18	29
Tabla 4.2 Caudales pico – Comuna 19	29
Tabla 7.1 Puntos generales de diseño de obras	40
Tabla 7.2 Parámetros geotécnicos y dimensiones del muro cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m)	60
Tabla 7.3 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m) condición estática	61
Tabla 7.4 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m) condición pseudostática	62

Tabla 7.5 Diseño de muro 4.80 m	65
Tabla 7.6 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 10 (H=4m).....	72
Tabla 7.7 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 10 H=4m	73
Tabla 7.8 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 10 H=4m	73
Tabla 7.9 Parámetros geotécnicos y dimensiones del muro cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m).....	77
Tabla 7.10 Parámetros geotécnicos y dimensiones del muro cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=3.15m)	77
Tabla 7.11 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m) condición estática.....	78
Tabla 7.12 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m) condición pseudoestática.....	79
Tabla 7.13 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=3.15m) condición estática.....	80
Tabla 7.14 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=3.15m) condición pseudoestática.....	81
Tabla 7.15 Espesor mínimo de losa voladizo – NSR 10	89
Tabla 7.16 Chequeo de deflexiones y refuerzo mínimo a momento positivo	90
Tabla 7.17 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 13 (H=2.5).....	97
Tabla 7.18 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 13 H=2.5m	97
Tabla 7.19 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 13 H=2.5m	98
Tabla 7.20 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 14 (H=3.5m).....	101
Tabla 7.21 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 14 H=3.5m	102
Tabla 7.22 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 14 H=3.5m	102
Tabla 7.23 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 10, k+005 (H=2m)	108
Tabla 7.24 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 16, k+015 (H=1.5m)	109
Tabla 7.25 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+005.....	109

Tabla 7.26 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+005	110
Tabla 7.27 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+015	110
Tabla 7.28 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+015	111
Tabla 8.1 Diseño de loseta de 17.5cm	130
Tabla 8.2 Diseño de loseta de 10cm.....	130

“REALIZAR CONSULTORÍA PARA LLEVAR ACABO ESTUDIOS Y DISEÑOS DE OBRAS DE MITIGACIÓN DE RIESGO, ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y ACCESIBILIDAD UNIVERSAL EN LAS COMUNAS 18 Y 19 DEL DISTRITO ESPECIAL DE SANTIAGO DE CALI. EN LA CONTRUCCIÓN DE OBRAS EN ZONAS DE LADERA AFECTADAS POR MOVIMIENTOS EN MASA EN SANTIAGO DE CALI.”

INFORME DE AVANCE EN EL SETENTA POR CIENTO

En el marco de las labores de diseño de obras de mitigación, que se desarrollan por el compromiso adquirido por CI Ambiental con la SECRETARÍA DE VIVIENDA SOCIAL Y HÁBITAT, por medio del proceso No. 4147.010.32.1.660-2023, CI AMBIENTAL S.A.S elabora este informe en el que se recuentan las principales particularidades que se destinan a la consecución del objetivo.

1 ALCANCES

- Obras de estabilización y de reforzamiento de infraestructuras, las cuales deben ser prediseñadas sobre la cartografía a nivel de diseño, con las especificaciones técnicas y presupuestos de construcción.

2 ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se ubica en la Figura 2.1 y en la Figura 2.2, conformado por los siguientes barrios en la comuna 18: Alto de polvorines, Alto Jordán, Arboleda y Pampas del Mirador; y en la comuna 19: Brisas de Cristales



Figura 2.1 Puntos de interés de la comuna 18

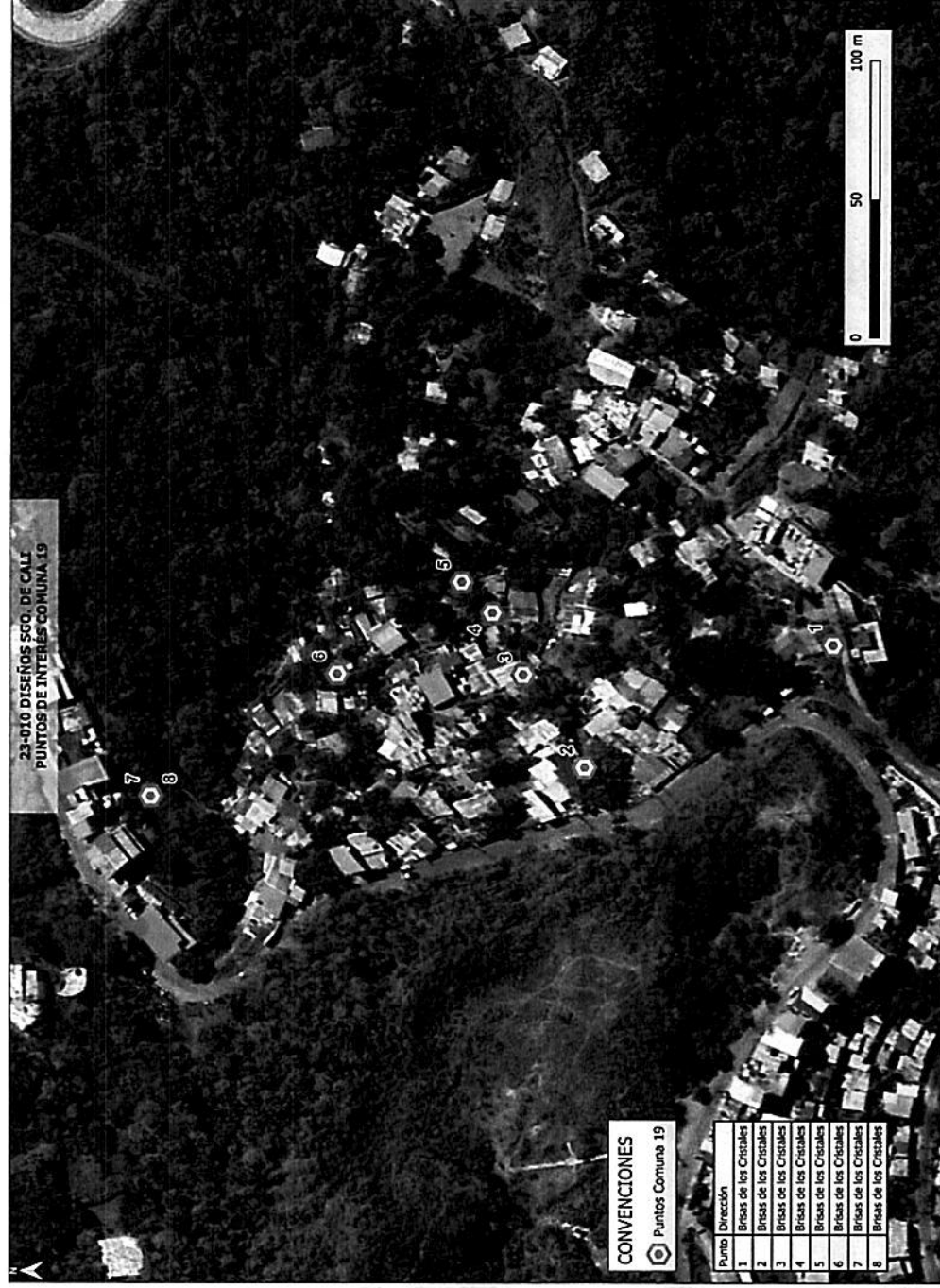


Figura 2.2 Puntos de interés de la comuna 19

3 HIDROLOGIA

Este capítulo abarca la representación y modelación de las condiciones hidrológicas e hidráulicas en las comunas 18 y 19 de la ciudad de Cali, a partir de la información secundaria obtenida por las entidades del SGC (Servicio Geológico colombiano) y el IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales.), con el fin de obtener parámetros hidráulicos (caudales picos) en los puntos de interés para las comunas 18 y 19 en Cali, y de esta manera brindar soluciones y/o obras que mitiguen los distintos problemas de desbordamientos de agua en las escaleras.

Generalmente las lluvias se consideran uno de los aspectos más influyentes en cualquier ámbito natural al punto de definirlos como factor detonante, bien sea por causa de un volumen acumulado en largos periodos de tiempo o por su intensidad, comúnmente asociada a cortas duraciones, para este estudio en particular este factor detonante se ve muy asociado a posibles escorrentías superficiales el cual pueden ocasionar afectaciones sobre las distintas zonas definidas en la visita a campo.

En este orden de ideas, el análisis de las lluvias de corta duración se debe recurrir a la obtención de las denominadas Curvas IDF (Intensidad – Duración – Frecuencia), las cuales son de uso fundamental en los diseños de obras hidráulicas. La principal limitante en su construcción radica en la existencia de registros continuos de lluvia en el tiempo los cuales son generados por estaciones de tipo pluviográfico (PG), y que demandan grandes recursos en operación y procesamiento, razón por la cual su número en una red es limitado.

Como se mencionó anteriormente, las curvas IDF se obtienen a partir de registros pluviográficos donde cada evento de lluvia entra a formar parte de la historia de registro de la estación y es por ello que las curvas ya construidas pueden variar en el tiempo, más aún si eventos extraordinarios de lluvia son registrados.

En el marco regional del análisis inicialmente efectuado, se puede apreciar dos estaciones pluviométricas, sin embargo, la que recopila mayor información es la estación de la Universidad del Valle, por tal razón se empleara para los diseños hidráulicos dicha estación anteriormente mencionada. (véase la Figura 3.1)



Figura 3.1Ubicación de estaciones pluviométricas

La información utilizada para la estación Universidad del Valle corresponde a los periodos de 2016 a la fecha actual, sin embargo, teniendo en cuenta que:

- Los tiempos registrados son de 15, 30, 60, 120 y 360 minutos en las curvas IDF por parte del IDEAM, y a partir de esta información preliminar se define una ecuación para la intensidad $I = \frac{C_1}{(D+X_0)^{C_2}}$, donde D es la duración de la lluvia en minutos y C_1, X_0, C_2 corresponden a parámetros de la ecuación de ajuste. Realizando el retro cálculo de las diferentes intensidades con base en los parámetros de entrada, se obtiene un incremento en las precipitaciones en función de las duraciones y de los distintos periodos de retorno.

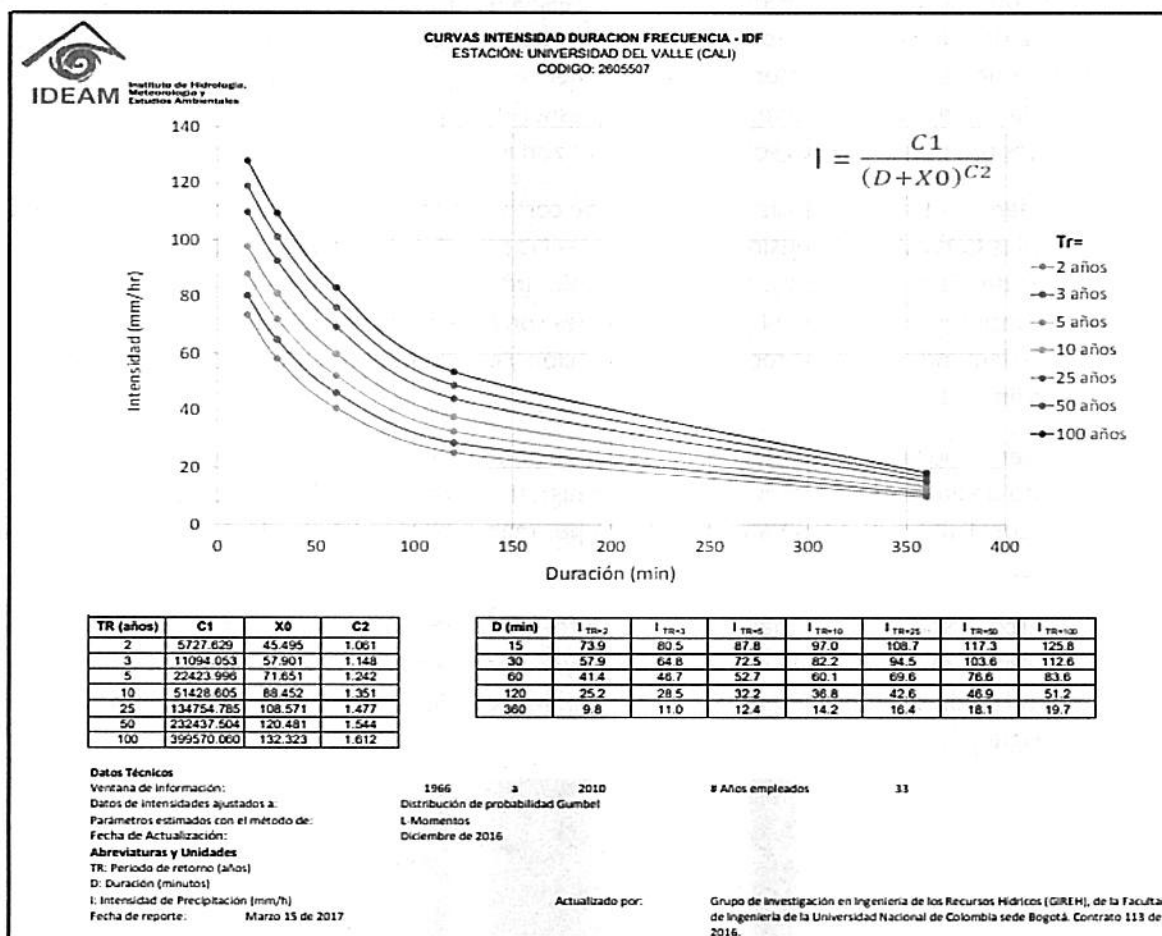


Figura 3.2 Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia IDEAM, Estación Universidad del Valle

3.1 HIETOGRAMAS DE DISEÑO

A partir de la parametrización definitiva para la estación Universidad del Valle, se procede a diseñar los hietogramas de diseño. Para el cálculo es de gran importancia tener en cuenta tanto la información previamente calculada de las IDF's como el método de bloques alternos (Chow et al. 1994). Este método

ajusta y genera un hietograma de una tormenta de diseño que permita incorporar lluvias críticas de múltiples duraciones para un periodo de retorno dado.

Inicialmente es necesario definir la duración máxima de lluvia y la duración de cada bloque de lluvia. Se estima que, al ser una cuenca urbana, un tamaño de bloque adecuado sería de 5 minutos, que podría ser suficiente para que se generen lluvias críticas capaces de inundar cuencas de periodo de concentración pequeños, y por otra parte un hietograma de duración de 4 horas, el cual también es recomendado para una zona urbana. Las intensidades calculadas para los distintos periodos de retorno se muestran a continuación en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Intensidad de lluvia para un $t = 4$ horas

INTENSIDAD LLUVIAS CRÍTICAS (mm/h)							
Dr (min)	I Tr 2	I Tr 3	I Tr 5	I Tr 10	I Tr 25	I Tr 50	I Tr 100
5	89,295	95,550	102,363	111,928	124,141	133,691	143,071
10	80,783	87,518	94,636	104,318	116,487	125,864	135,056
15	73,717	80,663	87,902	97,565	109,593	118,764	127,744
20	67,761	74,748	81,986	91,537	103,357	112,301	121,053
25	62,673	69,596	76,751	86,130	97,694	106,398	114,912
30	58,278	65,071	72,091	81,255	92,532	100,989	109,260
35	54,445	61,066	67,917	76,841	87,813	96,019	104,045
40	51,072	57,500	64,160	72,828	83,483	91,439	99,222
45	48,084	54,304	60,763	69,166	79,500	87,209	94,751
50	45,417	51,425	57,677	65,813	75,825	83,291	90,598
55	43,023	48,819	54,862	62,733	72,427	79,655	86,731
60	40,863	46,450	52,286	59,895	69,276	76,274	83,126
65	38,903	44,287	49,921	57,274	66,349	73,123	79,757
70	37,119	42,306	47,742	54,846	63,624	70,180	76,603
75	35,487	40,484	45,729	52,591	61,081	67,428	73,647
80	33,989	38,803	43,863	50,493	58,704	64,849	70,872
85	32,608	37,249	42,131	48,537	56,478	62,429	68,262
90	31,333	35,807	40,519	46,709	54,390	60,154	65,804
95	30,151	34,466	39,015	44,997	52,429	58,013	63,487
100	29,053	33,216	37,608	43,392	50,583	55,994	61,299
105	28,030	32,048	36,291	41,884	48,844	54,088	59,230
110	27,075	30,955	35,054	40,464	47,203	52,287	57,273
115	26,181	29,929	33,892	39,127	45,652	50,583	55,418
120	25,342	28,966	32,797	37,864	44,185	48,969	53,658
125	24,554	28,059	31,765	36,671	42,795	47,437	51,988
130	23,813	27,203	30,789	35,541	41,477	45,983	50,400
135	23,113	26,395	29,867	34,471	40,225	44,601	48,889
140	22,453	25,631	28,993	33,456	39,036	43,286	47,450
145	21,828	24,907	28,164	32,492	37,904	42,034	46,079
150	21,236	24,221	27,377	31,574	36,827	40,840	44,770

INTENSIDAD LLUVIAS CRITICAS (mm/h)							
Dr (min)	I Tr 2	I Tr 3	I Tr 5	I Tr 10	I Tr 25	I Tr 50	I Tr 100
155	20,675	23,569	26,629	30,702	35,800	39,701	43,521
160	20,142	22,949	25,917	29,870	34,820	38,614	42,327
165	19,634	22,359	25,239	29,076	33,884	37,575	41,186
170	19,151	21,797	24,592	28,319	32,989	36,581	40,093
175	18,691	21,261	23,974	27,595	32,134	35,629	39,047
180	18,251	20,749	23,384	26,903	31,315	34,718	38,044
185	17,832	20,259	22,820	26,241	30,530	33,845	37,083
190	17,430	19,791	22,279	25,606	29,778	33,007	36,160
195	17,046	19,342	21,762	24,998	29,057	32,203	35,274
200	16,678	18,912	21,265	24,414	28,364	31,430	34,422
205	16,325	18,500	20,789	23,854	27,698	30,688	33,603
210	15,986	18,104	20,332	23,316	27,059	29,974	32,816
215	15,661	17,724	19,892	22,798	26,444	29,287	32,058
220	15,348	17,358	19,469	22,300	25,851	28,626	31,327
225	15,047	17,006	19,063	21,821	25,281	27,988	30,624
230	14,758	16,668	18,671	21,360	24,732	27,374	29,945
235	14,479	16,342	18,294	20,915	24,202	26,782	29,291
240	14,210	16,027	17,930	20,486	23,691	26,211	28,660
360	9,793	10,867	11,964	13,450	15,304	16,819	18,268

Con base en las máximas intensidades de lluvia para los distintos periodos de retorno es posible determinar la máxima altura de lámina en función de las distintas duraciones definidas previamente. Los valores de las profundidades se muestran a la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Profundidades acumuladas de lluvias críticas (mm)

PROFUNDIDADES ACUMULADAS DE LLUVIAS CRITICAS (mm)						
Dr (min)	Tr 2a	Tr 5a	Tr 10a	Tr 25a	Tr 50a	Tr 100a
5	7,44	8,53	9,33	10,35	11,14	11,92
10	13,46	15,77	17,39	19,41	20,98	22,51
15	18,43	21,98	24,39	27,40	29,69	31,94
20	22,59	27,33	30,51	34,45	37,43	40,35
25	26,11	31,98	35,89	40,71	44,33	47,88
30	29,14	36,05	40,63	46,27	50,49	54,63
35	31,76	39,62	44,82	51,22	56,01	60,69
40	34,05	42,77	48,55	55,66	60,96	66,15
45	36,06	45,57	51,87	59,62	65,41	71,06
50	37,85	48,06	54,84	63,19	69,41	75,50
55	39,44	50,29	57,50	66,39	73,02	79,50
60	40,86	52,29	59,90	69,28	76,27	83,13
65	42,15	54,08	62,05	71,88	79,22	86,40

PROFUNDIDADES ACUMULADAS DE LLUVIAS CRÍTICAS (mm)						
Dr (min)	Tr 2a	Tr 5a	Tr 10a	Tr 25a	Tr 50a	Tr 100a
70	43,31	55,70	63,99	74,23	81,88	89,37
75	44,36	57,16	65,74	76,35	84,29	92,06
80	45,32	58,48	67,32	78,27	86,47	94,50
85	46,20	59,69	68,76	80,01	88,44	96,70
90	47,00	60,78	70,06	81,59	90,23	98,71
95	47,74	61,77	71,25	83,01	91,85	100,52
100	48,42	62,68	72,32	84,31	93,32	102,16
105	49,05	63,51	73,30	85,48	94,65	103,65
110	49,64	64,27	74,18	86,54	95,86	105,00
115	50,18	64,96	74,99	87,50	96,95	106,22
120	50,68	65,59	75,73	88,37	97,94	107,32
125	51,15	66,18	76,40	89,16	98,83	108,31
130	51,59	66,71	77,01	89,87	99,63	109,20
135	52,01	67,20	77,56	90,51	100,35	110,00
140	52,39	67,65	78,06	91,08	101,00	110,72
145	52,75	68,06	78,52	91,60	101,58	111,36
150	53,09	68,44	78,94	92,07	102,10	111,93
155	53,41	68,79	79,31	92,48	102,56	112,43
160	53,71	69,11	79,65	92,85	102,97	112,87
165	53,99	69,41	79,96	93,18	103,33	113,26
170	54,26	69,68	80,24	93,47	103,65	113,60
175	54,51	69,93	80,49	93,72	103,92	113,89
180	54,75	70,15	80,71	93,94	104,15	114,13
185	54,98	70,36	80,91	94,14	104,35	114,34
190	55,20	70,55	81,09	94,30	104,52	114,51
195	55,40	70,73	81,24	94,43	104,66	114,64
200	55,59	70,88	81,38	94,55	104,77	114,74
205	55,78	71,03	81,50	94,64	104,85	114,81
210	55,95	71,16	81,61	94,71	104,91	114,86
215	56,12	71,28	81,69	94,76	104,95	114,87
220	56,28	71,39	81,77	94,79	104,96	114,87
225	56,43	71,49	81,83	94,80	104,96	114,84
230	56,57	71,57	81,88	94,80	104,96	114,79
235	56,71	71,65	81,92	94,79	104,96	114,72
240	56,84	71,72	81,94	94,76	104,96	114,64

Continuando con el método de bloques alternos, se prosigue a calcular los valores diferenciales de precipitación ($P_i - P_{i-1}$), para cada bloque. (véase la Tabla 3.3)

Tabla 3.3 Profundidades diferenciales de lluvias críticas

PROFUNDIDADES DIFERENCIAL DE LLUVIAS CRITICAS (mm)						
DR (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
5	7,441	8,530	9,327	10,345	11,141	11,923
10	6,023	7,242	8,059	9,069	9,836	10,587
15	4,965	6,203	7,005	7,984	8,714	9,427
20	4,158	5,353	6,121	7,054	7,743	8,415
25	3,527	4,651	5,375	6,253	6,899	7,529
30	3,025	4,066	4,740	5,560	6,162	6,750
35	2,620	3,573	4,196	4,958	5,516	6,063
40	2,289	3,155	3,728	4,431	4,948	5,455
45	2,014	2,798	3,323	3,969	4,447	4,915
50	1,785	2,492	2,970	3,563	4,003	4,435
55	1,590	2,227	2,661	3,204	3,608	4,006
60	1,425	1,996	2,390	2,885	3,257	3,622
65	1,283	1,795	2,151	2,602	2,942	3,277
70	1,160	1,618	1,940	2,349	2,661	2,968
75	1,053	1,462	1,753	2,123	2,408	2,689
80	0,960	1,324	1,585	1,921	2,181	2,437
85	0,877	1,202	1,436	1,739	1,975	2,209
90	0,804	1,092	1,302	1,575	1,790	2,002
95	0,740	0,995	1,182	1,427	1,622	1,814
100	0,682	0,907	1,074	1,293	1,470	1,644
105	0,631	0,828	0,977	1,172	1,332	1,489
110	0,584	0,757	0,888	1,061	1,206	1,347
115	0,543	0,693	0,808	0,961	1,091	1,218
120	0,505	0,635	0,735	0,870	0,986	1,099
125	0,471	0,582	0,669	0,787	0,890	0,991
130	0,439	0,534	0,609	0,710	0,803	0,892

PROFUNDIDADES DIFERENCIAL DE LLUVIAS CRITICAS (mm)						
Dr (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
135	0,411	0,490	0,554	0,641	0,722	0,801
140	0,385	0,450	0,503	0,577	0,649	0,717
145	0,361	0,413	0,457	0,518	0,581	0,640
150	0,339	0,380	0,415	0,465	0,519	0,569
155	0,319	0,349	0,376	0,415	0,461	0,504
160	0,301	0,320	0,340	0,370	0,409	0,444
165	0,284	0,294	0,308	0,328	0,360	0,388
170	0,268	0,270	0,277	0,289	0,315	0,337
175	0,253	0,248	0,249	0,254	0,274	0,290
180	0,239	0,227	0,223	0,221	0,235	0,246
185	0,227	0,208	0,199	0,191	0,200	0,205
190	0,215	0,191	0,177	0,162	0,167	0,168
195	0,204	0,174	0,157	0,136	0,137	0,133
200	0,193	0,159	0,138	0,112	0,109	0,101
205	0,184	0,145	0,120	0,090	0,083	0,071
210	0,175	0,132	0,104	0,069	0,059	0,044
215	0,166	0,119	0,089	0,050	0,036	0,018
220	0,158	0,108	0,074	0,032	0,015	0,006
225	0,151	0,097	0,061	0,016	0,000	0,000
230	0,144	0,087	0,049	0,000	0,000	0,000
235	0,137	0,078	0,038	0,000	0,000	0,000
240	0,131	0,069	0,027	0,000	0,000	0,000

Una vez obteniendo los valores diferenciales de precipitación, se reorganizan a partir del centro del hietograma. De esta forma, concluyendo con el hietograma de profundidades para la estación Universidad del Valle, como se presenta en la Tabla 3.4 y Figura 3.3

Tabla 3.4 Hietograma

HIETOGRAMA DE PROFUNDIDADES (mm)						
Dr (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
5	0,137	0,078	0,038	0,014	0,000	0,067
10	0,151	0,097	0,061	0,016	0,000	0,028
15	0,166	0,119	0,089	0,050	0,036	0,018
20	0,184	0,145	0,120	0,090	0,083	0,071
25	0,204	0,174	0,157	0,136	0,137	0,133
30	0,227	0,208	0,199	0,191	0,200	0,205
35	0,253	0,248	0,249	0,254	0,274	0,290
40	0,284	0,294	0,308	0,328	0,360	0,388
45	0,319	0,349	0,376	0,415	0,461	0,504
50	0,361	0,413	0,457	0,518	0,581	0,640
55	0,411	0,490	0,554	0,641	0,722	0,801
60	0,471	0,582	0,669	0,787	0,890	0,991
65	0,543	0,693	0,808	0,961	1,091	1,218
70	0,631	0,828	0,977	1,172	1,332	1,489
75	0,740	0,995	1,182	1,427	1,622	1,814
80	0,877	1,202	1,436	1,739	1,975	2,209
85	1,053	1,462	1,753	2,123	2,408	2,689
90	1,283	1,795	2,151	2,602	2,942	3,277
95	1,590	2,227	2,661	3,204	3,608	4,006
100	2,014	2,798	3,323	3,969	4,447	4,915
105	2,620	3,573	4,196	4,958	5,516	6,063
110	3,527	4,651	5,375	6,253	6,899	7,529
115	4,965	6,203	7,005	7,984	8,714	9,427
120	7,441	8,530	9,327	10,345	11,141	11,923
125	6,023	7,242	8,059	9,069	9,836	10,587
130	4,158	5,353	6,121	7,054	7,743	8,415
135	3,025	4,066	4,740	5,560	6,162	6,750
140	2,289	3,155	3,728	4,431	4,948	5,455
145	1,785	2,492	2,970	3,563	4,003	4,435
150	1,425	1,996	2,390	2,885	3,257	3,622
155	1,160	1,618	1,940	2,349	2,661	2,968
160	0,960	1,324	1,585	1,921	2,181	2,437
165	0,804	1,092	1,302	1,575	1,790	2,002
170	0,682	0,907	1,074	1,293	1,470	1,644
175	0,584	0,757	0,888	1,061	1,206	1,347
180	0,505	0,635	0,735	0,870	0,986	1,099
185	0,439	0,534	0,609	0,710	0,803	0,892
190	0,385	0,450	0,503	0,577	0,649	0,717

HIETOGRAMA DE PROFUNDIDADES (mm)						
DR (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
195	0,339	0,380	0,415	0,465	0,519	0,569
200	0,301	0,320	0,340	0,370	0,409	0,444
205	0,268	0,270	0,277	0,289	0,315	0,337
210	0,239	0,227	0,223	0,221	0,235	0,246
215	0,215	0,191	0,177	0,162	0,167	0,168
220	0,193	0,159	0,138	0,112	0,109	0,101
225	0,175	0,132	0,104	0,069	0,059	0,044
230	0,158	0,108	0,074	0,032	0,015	0,006
235	0,144	0,087	0,049	0,000	0,000	0,000
240	0,131	0,069	0,027	0,000	0,000	0,000

Hietograma de profundidades Estación Universidad del Valle

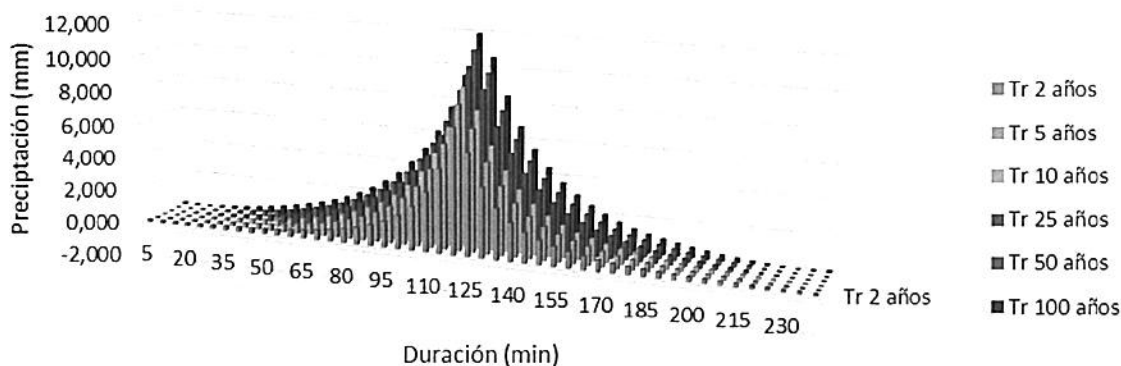


Figura 3.3 Hietograma de profundidades – Estación Universidad del Valle.

Con base, en las profundidades obtenidas, es posible determinar las intensidades para cada uno de los bloques, asumiendo que lo precipitado en cada bloque corresponde a un periodo de 5 minutos, por lo

cual se puede calcular la intensidad como $i = \frac{P (mm) \cdot 60 \left(\frac{min}{hr}\right)}{5 min}$, como se muestra en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Intensidades de lluvias críticas

INTENSIDADES LLUVIAS CRÍTICAS (mm/h)						
DR (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
5	1,65	0,94	0,45	0,17	0,00	0,81
10	1,81	1,17	0,73	0,19	0,00	0,34
15	2,00	1,43	1,06	0,60	0,44	0,21
20	2,21	1,74	1,44	1,08	0,99	0,85

INTENSIDADES LLUVIAS CRITICAS (mm/h)						
Dr (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
25	2,44	2,09	1,88	1,64	1,64	1,60
30	2,72	2,50	2,39	2,29	2,40	2,46
35	3,04	2,97	2,99	3,05	3,28	3,47
40	3,40	3,53	3,69	3,94	4,32	4,66
45	3,83	4,19	4,51	4,98	5,54	6,05
50	4,33	4,96	5,49	6,22	6,97	7,68
55	4,93	5,88	6,65	7,69	8,67	9,61
60	5,65	6,98	8,03	9,44	10,68	11,89
65	6,51	8,32	9,70	11,53	13,09	14,61
70	7,57	9,94	11,72	14,06	15,98	17,86
75	8,88	11,94	14,19	17,12	19,47	21,77
80	10,53	14,42	17,23	20,87	23,71	26,50
85	12,64	17,54	21,03	25,48	28,90	32,26
90	15,39	21,53	25,82	31,22	35,31	39,33
95	19,08	26,72	31,93	38,44	43,30	48,07
100	24,17	33,58	39,87	47,63	53,36	58,98
105	31,44	42,88	50,36	59,49	66,20	72,76
110	42,32	55,81	64,50	75,04	82,78	90,35
115	59,59	74,43	84,06	95,81	104,57	113,12
120	89,30	102,36	111,93	124,14	133,69	143,07
125	72,27	86,91	96,71	108,83	118,04	127,04
130	49,89	64,24	73,46	84,65	92,91	100,98
135	36,30	48,79	56,88	66,73	73,94	81,00
140	27,47	37,86	44,74	53,18	59,38	65,46
145	21,42	29,90	35,64	42,75	48,03	53,22
150	17,10	23,95	28,68	34,62	39,08	43,46
155	13,92	19,41	23,28	28,19	31,93	35,61
160	11,51	15,89	19,03	23,05	26,17	29,24
165	9,65	13,11	15,63	18,90	21,48	24,02
170	8,19	10,89	12,89	15,51	17,64	19,73
175	7,01	9,09	10,66	12,74	14,47	16,16
180	6,06	7,62	8,83	10,44	11,83	13,19
185	5,27	6,41	7,31	8,52	9,63	10,70
190	4,62	5,40	6,04	6,92	7,78	8,60
195	4,07	4,56	4,98	5,58	6,22	6,83
200	3,61	3,85	4,09	4,44	4,90	5,32
205	3,21	3,24	3,33	3,47	3,78	4,04
210	2,87	2,73	2,68	2,65	2,82	2,95
215	2,58	2,29	2,13	1,95	2,01	2,01

INTENSIDADES LLUVIAS CRÍTICAS (mm/h)						
DR (MIN)	Tr 2A	Tr 5A	Tr 10A	Tr 25A	Tr 50A	Tr 100A
220	2,32	1,91	1,65	1,35	1,31	1,21
225	2,10	1,58	1,25	0,83	0,70	0,52
230	1,90	1,29	0,89	0,39	0,19	0,00
235	1,73	1,05	0,59	0,00	0,00	0,00
240	1,57	0,83	0,32	0,00	0,00	0,00

Hietograma de intensidades Estación Universidad del Valle

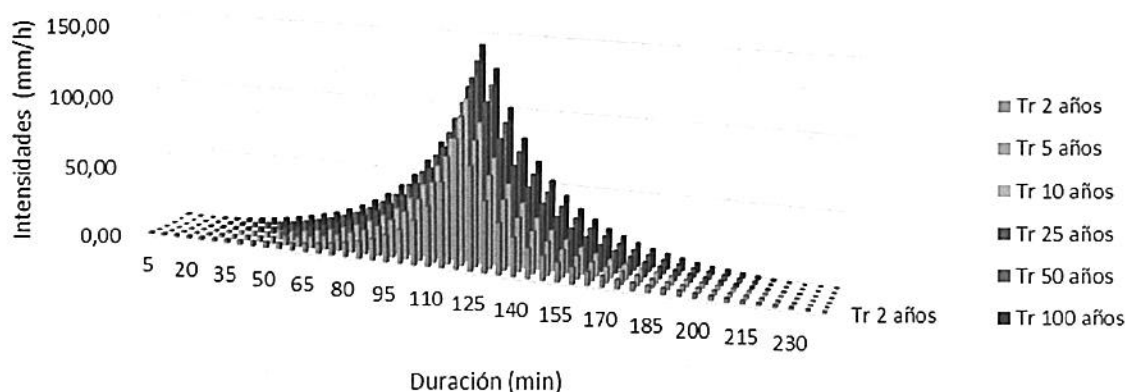


Figura 3.4 Hietograma de intensidades - Estación Universidad del Valle.

A partir de los hietogramas de intensidad y profundidades para la estación Universidad del Valle se observa que los valores más altos de precipitación se concentran entre los 50 a 200 minutos, esto indica que efectivamente el rango el cual las tormentas eléctricas puede tener un lapso de duración es de alrededor de 4 horas.

4 MODELACIÓN HIDRÁULICA

Para la modelación hidráulica que a continuación se expone, se revisaron las condiciones de contorno en la zona de estudio, la información disponible y las condiciones iniciales e hipótesis a considerar para cada una de las opciones posibles.

En cuanto a la información disponible, se cuenta con información topográfica a detalle de la zona de estudio y un modelo de elevación del terreno para la zona. Adicional a esto, en el capítulo hidrológico se obtuvo la información del régimen de precipitaciones en Cali, mediante las curvas IDF.

De las anteriores condiciones se determinan las siguientes consideraciones iniciales para el modelo:

- El modelo hidráulico se plantea a realizar en un software de modelación de dos dimensiones, como lo es el RiverFlow2D de la casa Hydronia.
- La zona a modelar será la comuna completa.

Se contempló llevar a cabo una modelación en dos dimensiones (bajo la plataforma RiverFlow2D®), el cual permite modelar el flujo con dos componentes de movimiento, lo que indica que permite el análisis del flujo saliente.

4.1 MODELACION HIDRAULICA EN 2D (RIVERFLOW2D)

RiverFlow2D® es un software de modelación hidráulica, que utiliza el método de elementos finitos, y mediante un poderoso motor numérico permite determinar el comportamiento de un flujo aplicando las ecuaciones diferenciales de Navier-Stokes (conservación de masa y momento), conocida como ecuaciones promediadas de Navier-Stokes como se muestra en las siguientes ecuaciones (Hydronia, 2018):

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} + \frac{\partial G(U)}{\partial y} = S(U, x, y)$$

Donde el vector de variables observadas con respecto a la altura h promedio es:

$$U = (h, q_x, q_y)^T; q_x = uh; q_y = vh$$

Los vectores de flujo son dados por las siguientes expresiones:

$$F = \left(q_x, \frac{q_y^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2, \frac{q_x q_y}{h} \right)^T; G = \left(q_y, \frac{q_x q_y}{h}, \frac{q_x^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \right)^T$$

El modelo funciona generando una matriz de elementos a partir de un modelo de elevaciones, asignándoles además propiedades a los mismos, acorde a los parámetros de entrada ingresados, como el coeficiente de Manning, coeficiente de infiltración, precipitación, entre otros.

Como datos de entrada para el montaje de este modelo, se necesitó la información listada a continuación:

- Generación de mallas y determinación de elevaciones.
- Coeficiente de Manning.
- Datos de infiltración.
- Lluvias críticas y evapotranspiración.
- Condiciones de frontera

4.2 GENERACIÓN DE MALLA Y DETERMINACIÓN DE ELEVACIONES

La malla de elementos finitos utilizada para la zona de estudio se modeló mediante una red de triángulos irregulares (TIN) de tamaño de 2m de celda. La malla de elementos finitos consistió en un

total de 62.999 nodos y 123.615 celdas triangulares, cada una con sus respectivos valores de elevación. Los valores de elevación se tomaron a partir del DTM para el proyecto (LIDAR). El esquema de la malla de elementos finitos se presenta en la Figura 4.1 y la Figura 4.2.



Figura 4.1 Malla de elementos finitos – Comuna 18



Figura 4.2 Malla de elementos finitos – Comuna 19

4.3 COEFICIENTE DE MANNING

Los coeficientes de Manning para la zona de estudio fueron obtenidos de valores típicos propuestos por Chow (Chow et al., 1994). Para la asignación de estos coeficientes se consideraron las diferentes de coberturas de suelo que yacen sobre el lote y de esta manera se les asigno su respectivo coeficiente de rugosidad de Manning (Figura 4.3 y en la Figura 4.4).



Figura 4.3 Coeficiente de Manning Comuna 18

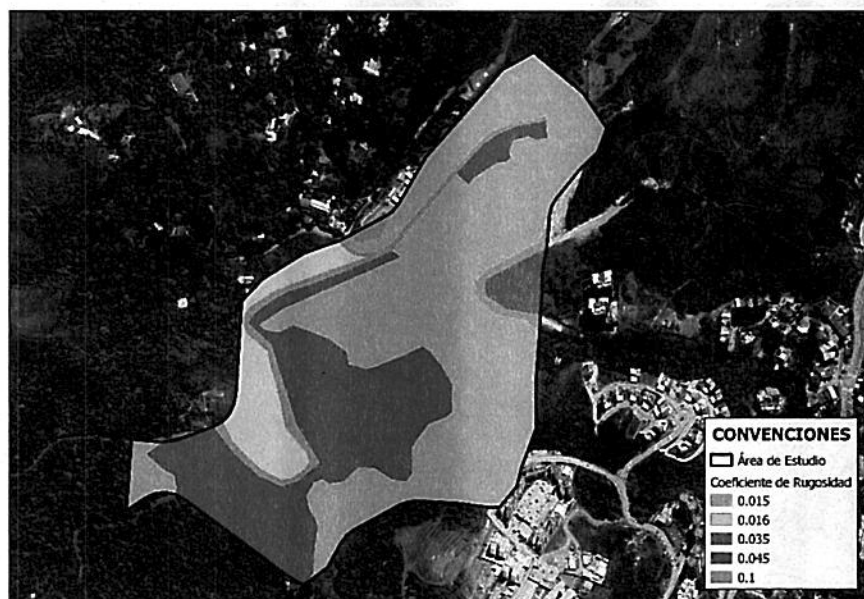


Figura 4.4 Coeficiente de Manning Comuna 19

4.4 INFILTRACIÓN

El modelo de infiltración usado para el modelo correspondió al del Número de Curva del SCS (Soil Conservation Service de E.E.U.U). Este modelo asigna valores de CN (curve number) a cada cobertura, donde un valor de CN=100 indica que la cobertura es completamente impermeable y todo lo precipitado escurre, y por el contrario un CN=1 indica que todo lo precipitado infiltra por completo en el suelo.

Para la verificación de condición de la infiltración de los suelos, de forma análoga a lo realizado para la rugosidad, se tomaron valores típicos de infiltración (CN) de la bibliografía (Chow et al. 1994). En cuanto a las condiciones de lluvia antecedente, teniendo en cuenta los datos reportados de hidrología se opta por tomar un nivel antecedente III (Véase la Figura 4.5 y en la Figura 4.6).



Figura 4.5 Infiltraciones Comuna 18



Figura 4.6 Infiltraciones Comuna 19

4.5 LLUVIA CRÍTICAS – EVAPOTRANSPIRACIÓN

Para considerar el efecto de las lluvias en el modelo, se usará para el polígono los hietogramas obtenidos para la estación de Universidad del Valle, previamente caracterizado en el capítulo de hidrología. A continuación, se presenta el Hietograma en la Figura 4.7.

Hietograma de intensidades Estación Universidad del Valle

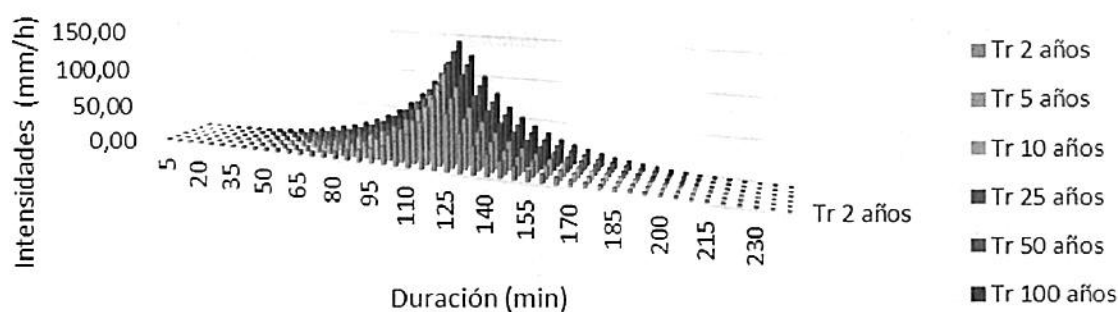


Figura 4.7 Hietograma de intensidades – Universidad del Valle

4.6 CONDICIONES DE FRONTERA Y PARTICULARIDADES

Para las condiciones de frontera se consideraron los distintos elementos de calibración del modelo con base en la metodología del IDEAM. Por ende, se tuvo en cuenta la siguiente condición de frontera:

- Salida libre

Las anteriores condiciones de contorno definen de manera adecuada los escenarios que se pueden presentar en la zona de estudio. Para la evaluación y cálculo de los distintos caudales picos se definieron secciones transversales perpendiculares al movimiento del flujo en las distintas zonas de interés.

El proceso consistió en simular la lluvia de cinco horas de duración, y se ubicaron secciones de control, a la entrada de las escaleras, tal como se ilustra en la Figura 4.8. Con el modelo fue posible predecir el caudal máximo que se espera pase por esta sección de control. Así las cosas, los caudales obtenidos para periodo de retorno de 25 años, se ilustra en la Tabla 4.1 y en la Tabla 4.2. La anterior tabla fue la base para el diseño de los respectivos cunetas y canales.

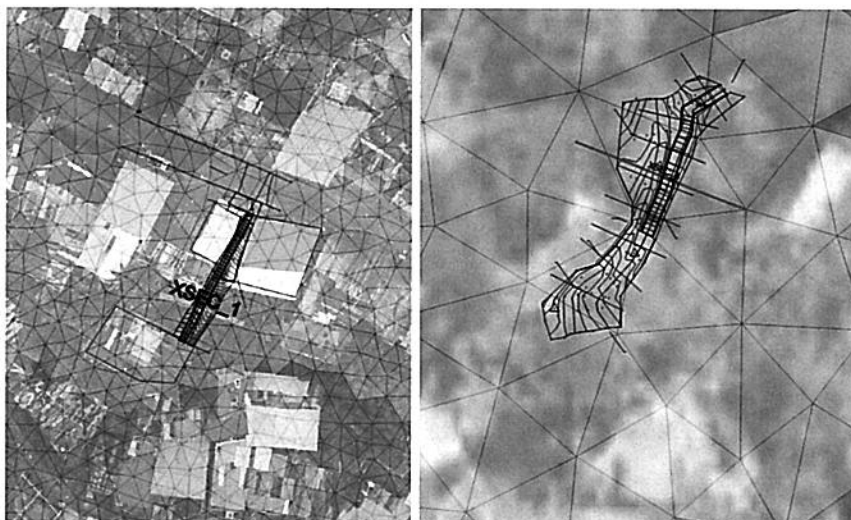


Figura 4.8 Condiciones de frontera Comuna 18 – Sitio 1y Comuna 19 – Sitio 4

Tabla 4.1 Caudales picos – Comuna 18

CAUDALES PICOS - COMUNA 18										
	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 10	Sección 4	Sección 5	Sección 6	Sección 7	Sección 8	Sección 9
Sitio de Interés	1	2	3	5	6	7	8	12	13	14
Q (m3/s)	0,013	1,270	0,059	0,007	0,005	0,007	0,023	0,042	0,0877	0,0969

Tabla 4.2 Caudales pico – Comuna 19

CAUDALES PICOS - COMUNA 19							
	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5	Sección 6	Sección 7
Sitio de Interés	1	2	3	4 y 5	6	7	8
Q (m3/s)	0,0015	0,0105	0,0497	0,2842	0,0667	0,0110	0,0264

5 Diseño de estructuras hidráulicas

En la sección anterior se obtuvieron los caudales pico a la entrada de las diferentes estructuras del proyecto. A partir de estos valores se procede a diseñar las estructuras disipadoras de energía, que surgen como consecuencia de la fuerte pendiente del terreno. Un ejemplo típico de una rápida escalonada, así como los parámetros que influyen en su diseño se ilustran en la Figura 5.1.

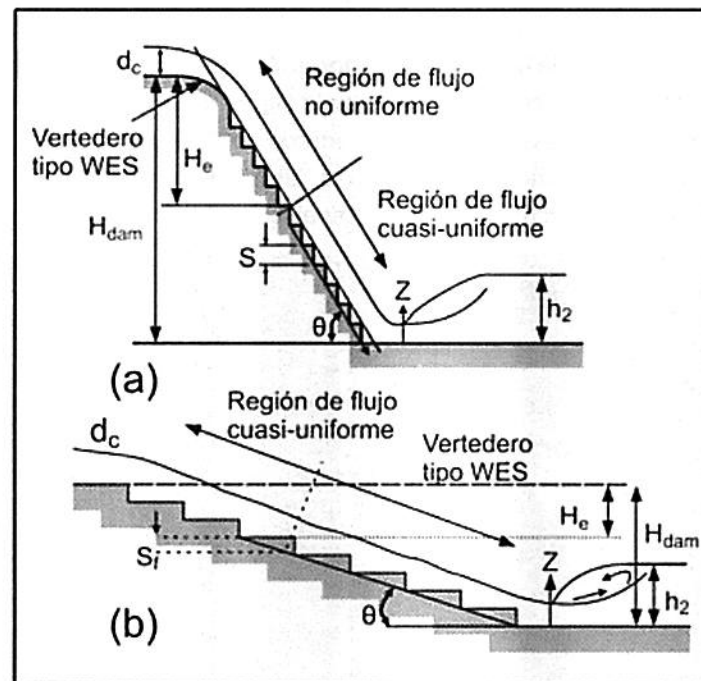


Figura 5.1 Variables para el diseño de una rápida escalonada

Para efectos del diseño se tuvieron en cuenta las siguientes variables:

- Topografía
- Geología

El diseño consiste en definir la velocidad (V_w) y la profundidad del flujo (d_w) en la estructura, la energía final de la estructura (E_{res}) y el incremento de la profundidad del flujo por efecto del aire ($\gamma 0.9$) para determinar la altura de muros de la estructura (H_w).

A partir de los insumos anteriormente nombrados, es necesario ingresar unos parámetros de entrada, tales como:

- Caudal Diseño

$$Q = \frac{v}{t}$$

$$Q = \text{Caudal de diseño} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

$$V = \text{Volumen } m^3$$

$$t = \text{Tiempo (segundos)}$$

- Ancho de estructura

$$B = \text{Ancho del canal (m)}$$

- Altura de total de caída

$$H_{dam} = \text{Altura total caída (m)}$$

- Ángulo del Canal

$$\theta = \text{Grados}^\circ$$

- Altura crítica:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$Y_c = \text{Altura critica (m)}$$

$$q = \text{Caudal Unitario} \left(\frac{m^2}{s} \right)$$

$$G = \text{Gravedad especifica} \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

Posteriormente, se calcula la altura total relativa $\frac{H_{dam}}{Y_c}$, y se asume una altura de escalón (S) de manera que se forme una condición de flujo tipo rasante. Para esto se debe cumplir la siguiente condición definida por Ohtsu (referencia):

$$0.1 \leq \frac{S}{Y_c} \leq \left(\frac{S}{Y_c} \right) s$$

$$\left(\frac{S}{Y_c} \right) s \leq \frac{7}{6} (\tan \theta)^{1/6}$$

$$5.7^\circ \text{ a } 55^\circ$$

Las condiciones de flujo cambian en función del ángulo θ y de la altura relativa del escalon S/Y_c , por lo que el flujo rasante se puede clasificar como:

Tipo A cuando $\theta > 19 \text{ grados}$

Tipo B cuando $5.7 < \theta \leq 19 \text{ grados}$

En este orden de ideas, el flujo rasante es altamente turbulento, pero lo que se busca es que el flujo pueda llegar a ser cuasi – uniforme, es decir, su comportamiento a través de la estructura hidráulica

no presenta mayores variaciones en la profundidad, concentración y velocidad. La altura necesaria del canal para que se alcance el flujo cuasi – uniforme (H_e) está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{dw}{Y_c} = \left(\frac{f}{8 * \sin \theta} \right)^{1/3}$$

En donde f es el factor de fricción y se determina a partir de las siguientes condiciones:

$$f = f_{max} - A * \left(0.5 - \frac{S}{Y_c} \right)^2 \text{ para } 0.1 \leq S/Y_c < 0.5$$

$$f = f_{max} \text{ para } 0.5 \leq \frac{S}{Y_c} \leq \left(\frac{S}{Y_c} \right)_s$$

Para $5.7 < \theta \leq 19$ grados:

$$A = -1.7 \times 10^{-3} * \theta^2 + 6.4 \times 10^{-2} * \theta - 1.5 \times 10^{-2}$$

$$f_{max} = -4.2 \times 10^{-4} * \theta^2 + 1.6 \times 10^{-2} * \theta - 3.2 \times 10^{-2}$$

Para $\theta > 19$ grados

$$A = 0.452$$

$$f_{max} = 2.32 \times 10^{-5} * \theta^2 - 2.75 \times 10^{-3} * \theta + 2.31 \times 10^{-1}$$

Para el flujo cuasi – uniforme, la energía residual (E_{res}) en el extremo inferior de la estructura se determinar cómo:

Para flujo Tipo A

$$\left(\frac{E_{res}}{Y_c} \right) u = \frac{dw}{Y_c} \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{Y_c}{dw} \right)^2 = \left(\frac{f}{8 * \sin \theta} \right)^{1/3} \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 * \sin \theta} \right)^{-2/3}$$

Para Flujo Tipo B

$$\left(\frac{E_{res}}{Y_c} \right) u = \frac{dw}{Y_c} + \frac{1}{2} \left(\frac{Y_c}{dw} \right)^2 = \left(\frac{f}{8 * \sin \theta} \right)^{1/3} + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 * \sin \theta} \right)^{-2/3}$$

Finalmente. Para el flujo cuasi-uniforme la altura de los muros del canal, H_w está dada por:

$$H_w = 1.4 * y_{0.9}$$

Siendo $y_{0.9}$ la profundidad del flujo para una concentración de aire de 0.9. Este valor de $y_{0.9}$ se calcula como:

$$y_{0.9} = \frac{dw}{1 - C_{mean}}$$

$$C_{mean} = D - 0.3 * \exp \left(-5 * \left(\frac{S}{Y_c} \right)^2 - 4 * \left(\frac{S}{Y_c} \right) \right)$$

Donde

$D = 0.300$ para $5.7 < \theta \leq 19$ grados

$D = -20 \times 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 \times 10^{-2} * \theta - 3.57 \times 10^{-2}$ Para $\theta > 19$ grados

La variable C_{mean} es la concentración media del aire.

Para finalizar la descripción del funcionamiento hidráulico de la estructura hidráulica, se definen características del resalto hidráulico que se produce en el extremo inferior de las escaleras definiendo la altura conjugada (Y_2) y la longitud de desarrollo del resalto, con las siguientes expresiones

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(-1 + \left(1 + 8 * \frac{q^2}{G + Y_1^3} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\frac{L}{Y_1} = 220 * \tan^{-1} \left(\frac{F_1 - 1}{22} \right)$$

$Y_2 = \text{Altura conjugada (m)}$

$L = \text{Longitud de Desarrollo del resalto (m)}$

$Y_1 = \text{Altura inicio del resalto (m)}$

$Y_2 = \text{Froude al inicio del resalto}$

A continuación, se presenta el diseño de una de las estructuras de Comuna 18 y Comuna 19 respectivamente. Los restantes análisis se encuentran consignados en el Anexo C en la carpeta de memoria de cálculos correspondiente a cada comuna en memoria de cálculos.

Datos de Entrada			
Ancho de Canal (B)	1.5	m	
Calda Total (Hdam)	4	m	
Angulo de canal con la horizontal (ϕ)	9	grados	TIPO B
Caudal de Diseño (Qw)	1.27	m ³ /s	
Altura Escalon asumida (S)	0.3	m	
Profundidad Crítica, dc	0.42	m	
Gravedad, g	9.81	m/s ²	
(S/dc)s = -Ecuación 4.55:	0.86		
S/dc	0.72		
Verificando Ecuación 4.54	OK		
Altura total relativa (Hdam/dc)	9.56771035		
He (m) = - Ecuación 4.57	3.09	OK	-1.21E-05 1.60E-03 -7.13E-02
5. Cálculo del Factor de Fricción			
Factor de fricción máximo: fmax	0.210	4.20E-04	2.32E-05 1.70E-03
Coefficiente A:	5.88E-01	1.60E-02	-2.75E-03 6.40E-02
Factor de fricción: f	0.210	3.20E-02	2.31E-01 -1.50E-01
8. Cálculo de la Energía Residual			
(Eres/dc)u:	2.195		
Eres:	0.918	m	
7. Altura representativa			
Flujo cuasi-uniforme: dw	0.231	m	
6. Velocidad de flujo			
Flujo cuasi-uniforme: Vw	3.672		
9. Altura de los muros del canal			
D:	0.300	m	-2.00E-04
Cmean:	0.299		-2.00E-04
y0,9:	0.329	m	2.14E-02
Altura de muros del canal: Hw	0.460	m	-3.57E-02
10. Características del Resalto Hidráulico			
Y1:	0.231	m	
Fr1:	2.441	m	
Y2:	0.689	m	
L:	3.017	m	

Figura 5.2. Dimensionamiento Escalera 2 - Comuna 18.

A partir de los resultados del resaltó hidráulico definidas en la Figura 5.2 se especificaron las dimensiones más optimas y eficientes de las rápidas escalonadas, teniendo en cuenta, las condiciones actuales donde deben de ser implementadas. A continuación, se definen los diseños geométricos de los canales.

- Huella
- Contra Huella

- Altura de Total de Muros.

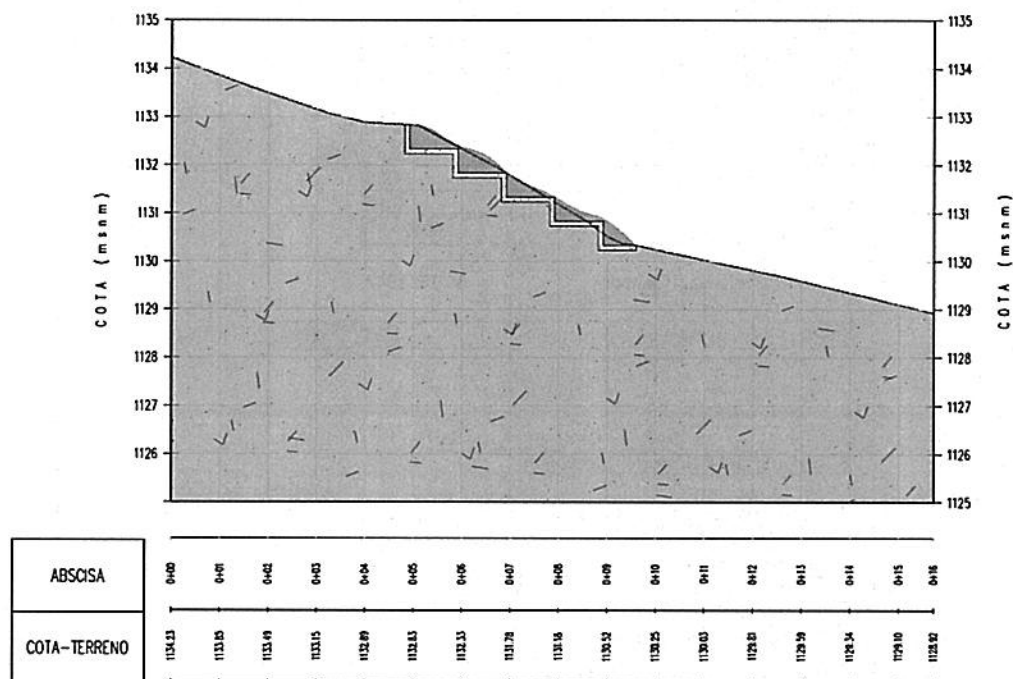
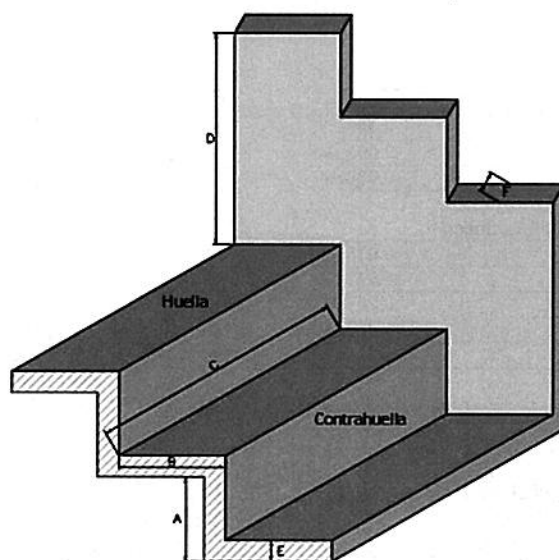


Figura 5.3. Perfil escalera 2 - Comuna 18.



DIMENSIONES

A= 0.20m
B= Dimensiones acorde a la Escalera
C= 0.15m
D= 0.20m
E= 0.10m
F= 0.10m

Figura 5.4. Dimensiones Rápida Escalonada - Escalera 2 - Comuna 18.

Datos de Entrada			
Ancho de Canal (B)	0.1	m	
Calda Total (Hdam)	8.5	m	
Angulo de canal con la horizontal (ϕ)	27	grados	TIPO A
Caudal de Diseño (Qw)	0.0105	m ³ /s	
Altura Escalon asumida (S)	0.1	m	
Profundidad Crítica, dc	0.10	m	
Gravedad, g	9.81	m/s ²	
(S/dc)s = -Ecuación 4.55:	1.04		
S/dc	0.96		
Verificando Ecuación 4.54	OK		
Altura total relativa (Hdam/dc)	81.7552647		
He (m) = - Ecuación 4.57	1.96	OK	-1.21E-05 1.60E-03 -7.13E-02
5. Cálculo del Factor de Fricción			
			4.20E-04 2.32E-05 1.70E-03
Factor de fricción máximo: fmax	0.174		1.60E-02 -2.75E-03 6.40E-02
Coefficiente A:	0.452		3.20E-02 2.31E-01 -1.50E-01
Factor de fricción: f	0.174		
8. Cálculo de la Energía Residual			
(Eres/dc)u:	4.119		
Eres:	0.428	m	
7. Altura representativa			
Flujo cuasi-uniforme: dw	0.038	m	
6. Velocidad de flujo			
Flujo cuasi-uniforme: Vw	2.782		
9. Altura de los muros del canal			
D:	0.396	m	-2.00E-04
Cmean:	0.396		-2.00E-04
y0,9:	0.063	m	2.14E-02
Altura de muros del canal: Hw	0.088	m	-3.57E-02
10. Características del Resalto Hidráulico			
Y1:	0.038	m	
Fr1:	4.573	m	
Y2:	0.226	m	
L:	1.215	m	

Figura 5.5. Dimensionamiento Escalera 2 - Comuna 19.

6 DISEÑO GEOTÉCNICO MUROS DE CONTENCIÓN

El diseño de los muros de contención de tierra se realizó con base en el método de Coulomb, y se hizo referencia a Das (2012). Se hicieron las verificaciones de seguridad por deslizamiento, volcamiento, capacidad portante y excentricidad a manera de pre-dimensionamiento, tanto para el caso estático como para el caso pseudoestático, para el posterior diseño estructural. Para la determinación de los

empujes pseudoestáticos se hizo referencia al método de Mononobe-Okabe, el cual se basa en las consideraciones de Coulomb.

6.1 EMPUJES DEL TERRENO

Se consideran los empujes activos, es decir, aquellos que ejerce el terreno trasdós sobre el muro, y los empujes pasivos, es decir aquellos que ejerce el terreno como reacción al desplazamiento del muro.

El empuje activo se determinó como:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_T H^2 k_A + q_t$$

Donde H es la altura total del muro, k_A es el coeficiente de empuje activo del terreno y q_t es la sobrecarga que se pueda presentar sobre los muros. Esta sobrecarga se determina mediante la siguiente ecuación:

$$q_t = W * H * k_A$$

El empuje pasivo se determinó como:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_T H^2 k_P$$

Donde k_P es el coeficiente de empuje pasivo del terreno

6.2 COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

Los coeficientes de presión lateral de tierra se determinaron mediante las siguientes ecuaciones para todos los casos.

$$k_A = \frac{\sin^2(\theta + \varphi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) * \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\beta + \theta)}} \right)^2}$$

$$k_P = \frac{\sin^2(\theta - \varphi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) * \sin(\varphi' + \beta)}{\sin(\theta + \delta) * \sin(\beta + \theta)}} \right)^2}$$

Donde θ es la inclinación del muro respecto a la vertical, φ' es el ángulo de fricción del terreno, δ es el ángulo de fricción el terreno y el muro y β es la inclinación del terreno trasdós. Para la determinación del ángulo de fricción muro-terreno se hizo la siguiente consideración:

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi'$$

6.3 COEFICIENTES SISMICOS

Para la determinación de los empujes debidos al sismo se define k_h y k_v de la siguiente forma:

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

Para ello se tomó como referencia el valor dado para la ciudad de Cali en el Titulo A del Reglamento Sismo Resistente Colombiano, con un valor de 0.25G. Así:

$$k_h = 0.25$$

A partir de este valor se considera que k_v es:

$$k_v = \frac{1}{3} k_h$$

A partir de ello se determina el ángulo θ' del método de Mononobe-Okabe cómo:

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

Este ángulo permite definir el coeficiente de presión activa de tierra para el caso pseudoestático K_{ae} cómo a continuación:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\varphi' + \theta - \theta')}{\cos(\theta') \sin^2 \theta \sin(\theta - \theta' - \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \theta' - \beta)}{\sin(\theta - \theta' - \delta) \sin(\beta + \theta)}} \right)^2}$$

6.4 CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante del suelo es una propiedad geotécnica fundamental que se refiere a la capacidad de un suelo para soportar cargas aplicadas sin experimentar un hundimiento excesivo o una falla. Es un parámetro esencial en el diseño de cimentaciones y estructuras, ya que proporciona información sobre la capacidad del suelo para resistir las fuerzas transmitidas por una carga.

El cálculo de la capacidad portante del suelo implica evaluar la resistencia del suelo a las cargas aplicadas y determinar la carga máxima que puede soportar sin experimentar un asentamiento excesivo o una falla. Hay varios métodos para calcular la capacidad portante del suelo, y la elección del método depende de la naturaleza del suelo y las condiciones del sitio. se tuvo en consideración varios autores para finalmente seleccionar la ecuación propuesta por Terzaghi, que se presenta a continuación:

$$q_c = c N_c + \sigma'_{vc} N_q + 0,5 \gamma'_v B N_\gamma$$

Donde:

- q_c : Capacidad Portante adicional por unidad de área
- c : Cohesión del suelo

- σ'_{vc} : Presión vertical efectiva en el nivel de la cimentación
- γ'_v : Peso unitario del suelo
- N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad portante que dependen del tipo de cimentación

6.5 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN MUROS DE CONTENCIÓN

Las especificaciones de los materiales de construcción para el proyecto son:

- **Concretos**

De limpieza: $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (14 MPa)

Losas: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21.0MPa)

Muros $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (21.0 MPa)

- **Acero de Refuerzo**

3/8" y mayores $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa) NTC-2289

1/4" y menores $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (240 MPa) NTC-2289

Cualquier modificación en las dimensiones y/o especificaciones de los elementos deberá consultarse para estudiar su incidencia en el diseño

7 DISEÑOS DE OBRAS DE MITIGACIÓN

Este proceso de diseño se inicia con un análisis exhaustivo de los datos recopilados durante la evaluación preliminar del área, que incluyen información sobre la topografía, patrones de flujo de agua y características geotécnicas del suelo. La selección de los elementos de mitigación, como las escaleras y los canales, se basa en la comprensión detallada de los riesgos asociados, como inundaciones, erosiones y deslizamientos. La Tabla 7.1 muestra los puntos específicos para los diseños de obras y en la Figura 2.1 y en la Figura 2.2 se detalla su localización.

Tabla 7.1 Puntos generales de diseño de obras

PUNTO	ESTE_ON	NORTE_ON	DIRECCIÓN
Comuna 18			
1	4604733,27	1931644,34	Calle 2C Oeste entre Carrera 94b y Carrera 95
2	4604715,08	1931539,71	Calle 2B Oeste entre Carrera 93ª y Carrera 94 Oeste Alto Polvorines
3	4604977,17	1931471,19	Calle 1 oeste entre carrera 95 Y carrera 96 Alto polvorines
4	4604536,02	1931798,61	Carrera 96 entre Calle 2B Oeste – Alto Polvorines
5	4604987,45	1931817,32	Carrera 94-2 Con calle 1B oeste Alto Jordán
6	4604614,01	1931616,64	Calle 94ª entre Calle 3C Oeste y calle 4 oeste – Alto Polvorines
7	4604541,94	1931622,08	Carrera 94ª-1 entre Calle 4oeste y Calle 4A, alto Jordán
8	4604549,77	1931693,83	Carrera 94-2 entre Calle 3c oeste y Calle 4 oeste , Alto Polvorines
9	4604727,01	1932091,5	Calle 2b-1 Oeste Con carrera 93 Bis, Alto Jordán
10	4604589,22	1931711,94	Calle 3C OESTE CON CARRERA 94 , Alto Polvorines
11	4604897,52	1931867,28	Carrera 94-1 Oeste entre Calle 2Bis Oeste y Cale 2ª oeste
12	4604558,18	1931954,62	Calle 3 Bis oeste entre carrera 92 y carrera 93B, Arboleda
13	4604851,36	1931597,33	Calle 2 con 94C Oeste, Alto Polvorines
14	4604902,16	1931615,71	Carrera 94C Oeste entre calle 2 oeste y calle 2C oeste, Alto Jordán
15	4604381,73	1931986,15	Calle 4 Oeste entre carrera 90 Bis y carrera 93B
16	4604666,41	1931858,17	Carrera 93E con Calle 2D oeste, Pampas Del Mirador
Comuna 19			
1	4604860,69	1938164,47	Brisas de los Cristales
2	4604816,52	1938253,2	Brisas de los Cristales
3	4604849,97	1938275,21	Brisas de los Cristales
4	4604872,27	1938286,2	Brisas de los Cristales
5	4604883,43	1938297,23	Brisas de los Cristales

PUNTO	ESTE_ON	NORTE_ON	DIRECCIÓN
6	4604850,22	1938341,64	Brisas de los Cristales
7	4604805,97	1938408,22	Brisas de los Cristales
8	4604805,97	1938408,22	Brisas de los Cristales

7.1 COMUNA 18

7.1.1 Sitio 1

En la Figura 7.1, se presenta una panorámica del sitio de interés. Como se observa, los escalones existentes son irregulares y adicionalmente, no presentan un adecuado sistema de drenaje. En este orden de ideas, se presenta a continuación el diseño detallado de la escalera que cumple los requerimientos de la norma NTC 6047. En el diseño se tuvo el cuidado, de generar la mínima afectación al terreno y la geometría se adaptó a la configuración de este. Teniendo presente lo anterior y a manera de ejemplo, en la Figura 7.1, se ilustra la planta y perfil de la escalera, la Figura 7.2 expone el perfil isométrico de la escalera finalmente diseñada, el cual muestra con claridad la configuración de sus elementos principales: peldaños, contrahuellas, descansos y barandas de seguridad. En la Figura 7.5 se evidencia una vista general en planta del sitio en interés.

Las barandas de seguridad cumplen con las especificaciones técnicas de distanciamiento, con una altura mínima de 90 cm. Las barandas están fabricadas en tubería galvanizada de 2 pulgadas, con un acabado pulido que brinda una apariencia moderna y elegante.

El canal de la escalera está ubicado en la parte inferior de los peldaños, y sirve para evacuar el agua de lluvia. En la Figura 7.4 se presenta el perfil longitudinal del diseño del canal.

Los detalles y demás reportes se agrupan en el **Anexo C Diseños**. Los detalles se encuentran consignados en el plano C18-S1-01 al C18-S1-04.



Figura 7.1 Panorama actual de las escaleras del sitio 1 de la Comuna 18

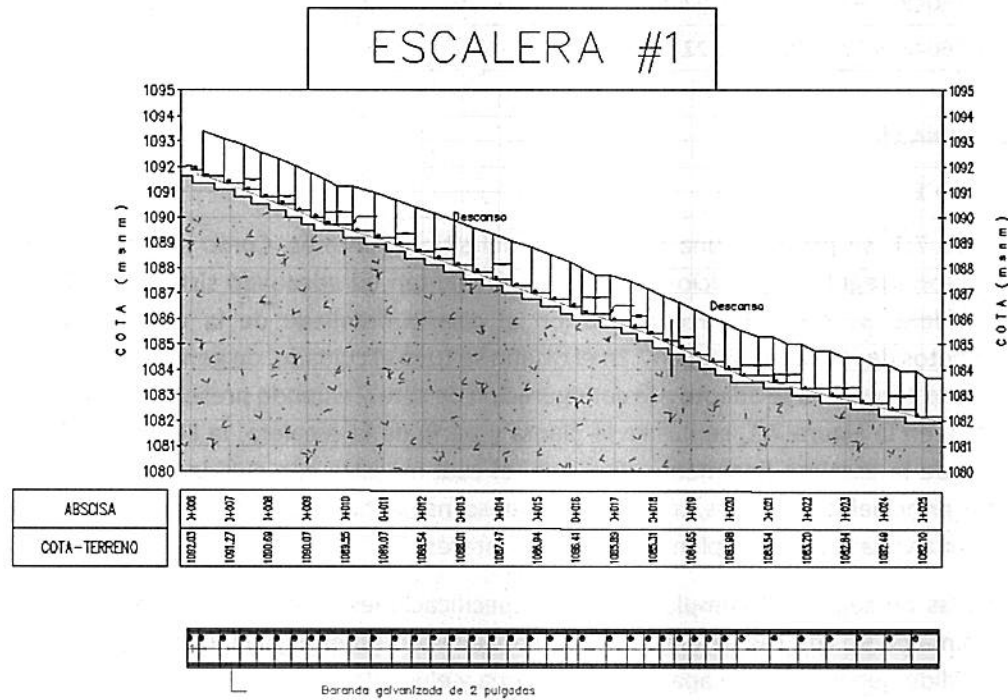


Figura 7.2 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera

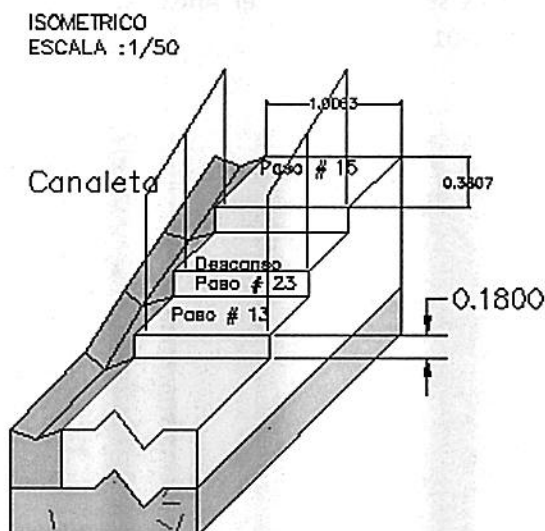


Figura 7.3 Perfil isométrico a escala 1:50 de la escalera del sitio 1 de la comuna 18

CANAL #1

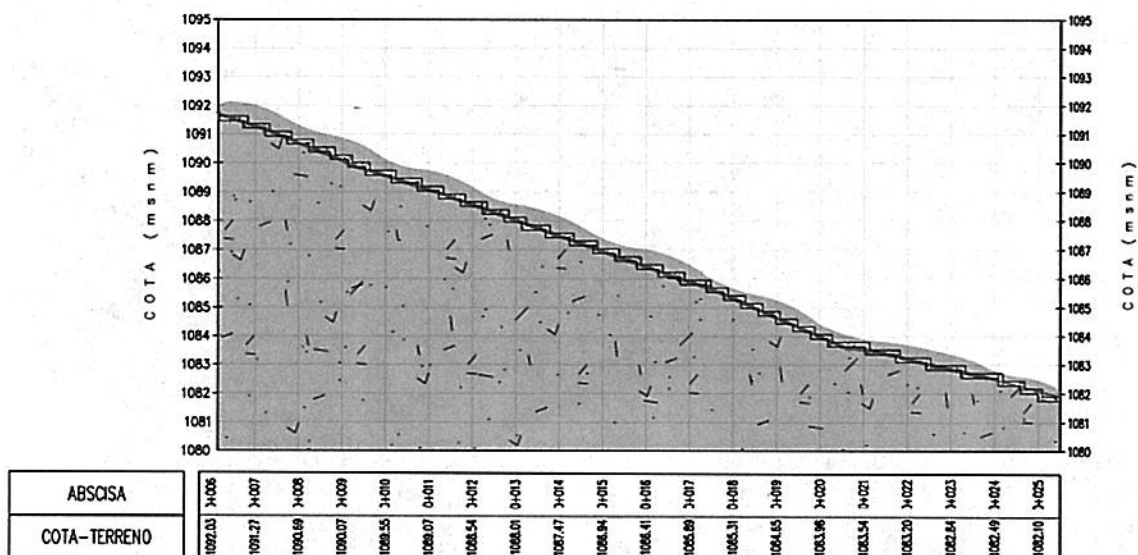


Figura 7.4 Perfil longitudinal del diseño del canal



Figura 7.5 Perfil en planta de la escalera del sitio 1 de la Comuna 18

7.1.2 Sitio 2

En este punto se evidencia erosión en la estructura hidráulica existente, lo que permite el asentamiento del canal, adicionalmente, la capacidad hidráulica y sección no es la óptima para el flujo de agua de escorrentía del sector (véase la Figura 7.6). Esta situación plantea un riesgo significativo de afectación para las personas y las viviendas cercanas, especialmente si el deterioro se continúa acrecentando.

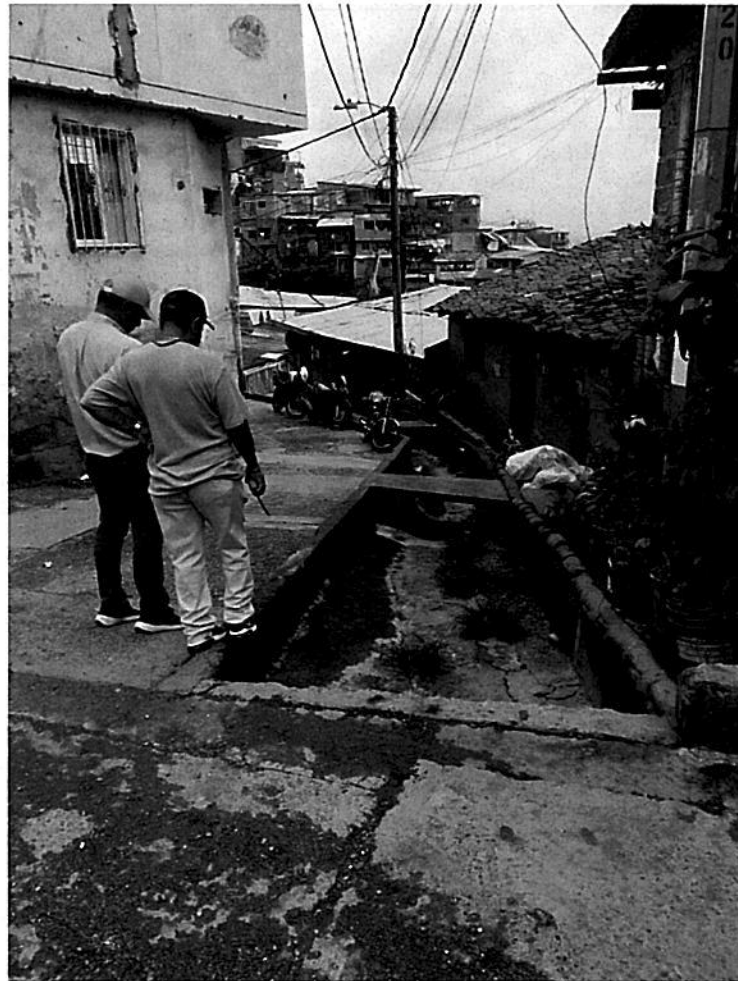


Figura 7.6 Panorama actual del sector

Ante este escenario, la consultoría propone llevar a cabo un rediseño integral de la estructura existente. Este rediseño se basará en parámetros apropiados, los cuales serán determinados mediante un riguroso análisis de modelación hidrológica e hidráulica. El objetivo es optimizar la capacidad hidráulica de la estructura y mejorar la sección del canal, asegurando así un flujo de agua eficiente y mitigando los riesgos asociados.

Este enfoque no solo busca abordar las condiciones actuales de erosión y capacidad insuficiente, sino que también se anticipa a posibles aumentos futuros en la escorrentía y otros factores que podrían afectar la integridad de la estructura hidráulica. El rediseño propuesto se realizará con un enfoque proactivo para garantizar la seguridad y la estabilidad a largo plazo de la infraestructura hídrica,

reduciendo al mínimo los riesgos potenciales para la comunidad circundante (Véase la Figura 7.7 a la Figura 7.8). El detalle de esta estructura se encuentra consignado en el plano C18-S2-01 en el Anexo C.

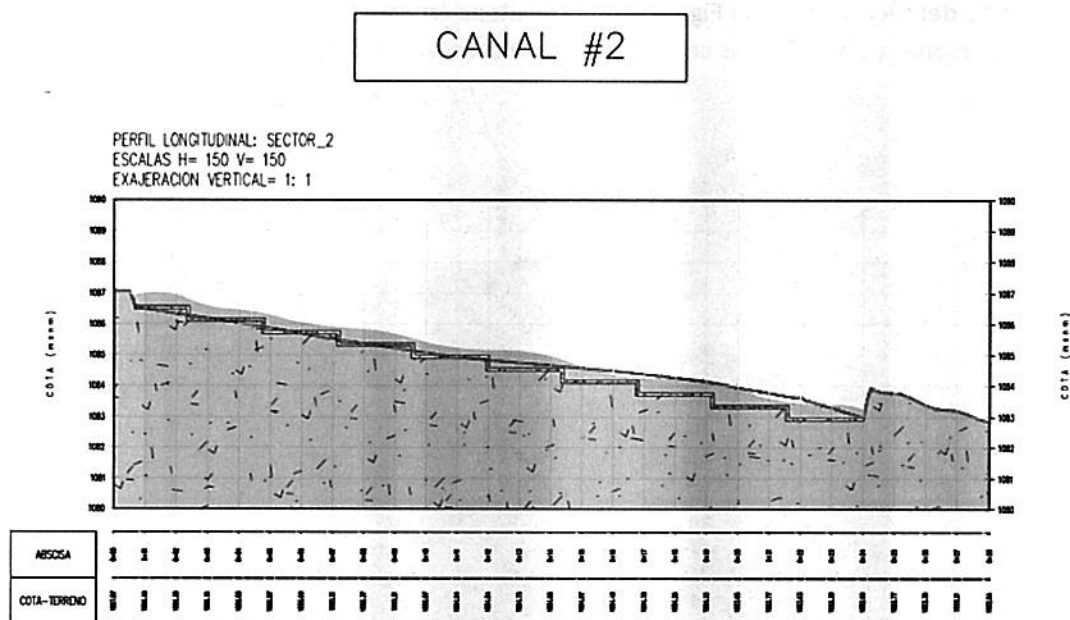
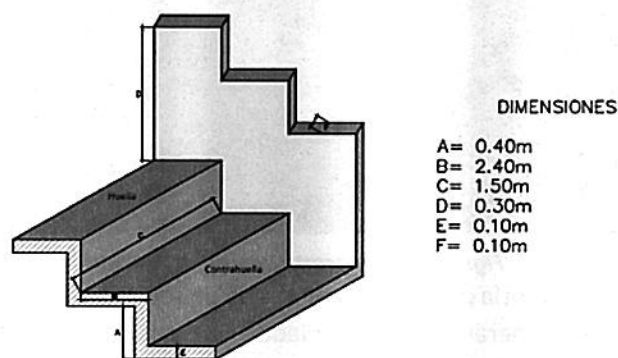


Figura 7.7 Perfil longitudinal del canal 2



**ISOMETROCO DE CANAL
ESCALA :1/25**

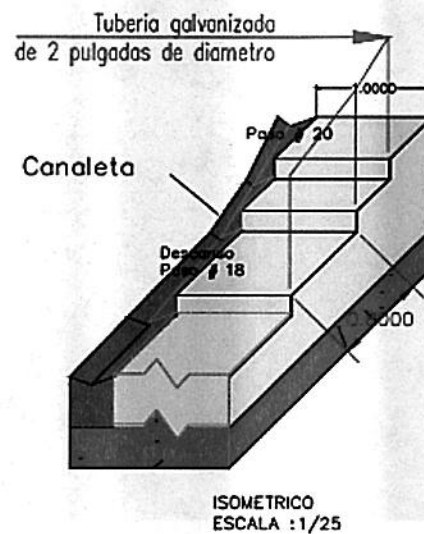
Figura 7.8 Isométrico con dimensiones del canal 2

7.1.3 Sitio 3

En la Figura 7.9, se presenta una panorámica del sitio de interés. Como se observa, los escalones existentes son irregulares. Para cumplir los requerimientos técnicos de la norma NTC 6047, se presenta a continuación el diseño detallado de la escalera. Los diseños detallados se presentan en el plano C18-S3-01 al C18-S3-04. del Anexo C



Figura 7.9 Panorama actual de las escaleras del sitio 3 de la Comuna 18



[48]

7.1.4 Sitio 4

En el sitio ubicado en la carrera 96 entre calle 2B Oeste en el barrio Alto Polvorines, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, el cual está parcialmente cubierto por vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que no ha habido deslizamientos recientes en la zona como se visualiza en la Figura 7.12. Esta consultoría propone para garantizar una mejor resistencia la aplicación de un geomanto para control de erosión y el cultivo de vegetación.



Figura 7.12 Panorama actual del sector

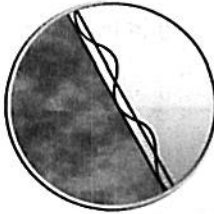
7.1.4.1 Geomanto verde para control de erosión

Con el objetivo de disminuir la erosión o una eventual socavación en la base de la vía se plantea la utilización de un manto para control de erosión en geosintéticos, dada su adaptabilidad y ventajas en paisajismo. Un ejemplo de manto para este punto podría ser el **Terratrak TRM-15** de Geomatrix, el cual ofrece las siguientes ventajas:

- Control de erosión en taludes
- Control de caída de detritos
- Fachada de muros

Adicional a ello, permite el crecimiento de vegetación madura, esto aumenta tanto la absorción de agua como una eventual resistencia al corte por las raíces de la vegetación.

EVOLUCIÓN DE LA PROTECCIÓN



SIN VEGETACIÓN

Aporta protección inmediata en escenarios desprovistos de vegetación.



ESTABLECIMIENTO DE VEGETACIÓN

Protección y alojamiento del suelo orgánico, semillas y nueva vegetación.



VEGETACIÓN MADURA

Refuerzo de la vegetación madura en las raíces y altos.

Figura 7.13 Evolución de la protección de los mantos para control de erosión con crecimiento de vegetación.
Tomado de <https://geomatrix.sfo2.digitaloceanspaces.com/web/terratracc.pdf>

Las especificaciones técnicas de este tipo de manto, que sirve de ejemplo o recomendación, se pueden encontrar en las especificaciones técnicas del anexo E – Especificaciones Técnicas, Manto Verde.

El área es de 11.68 m², su implantación se observa en la siguiente imagen.

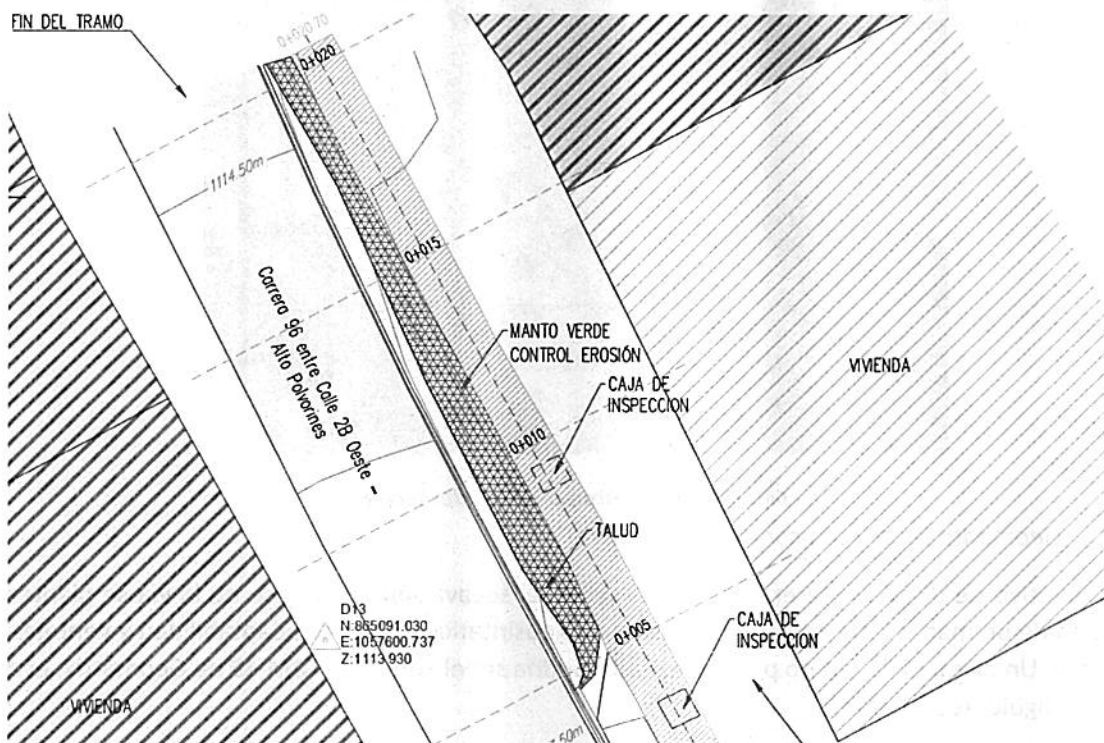


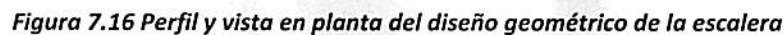
Figura 7.14 Manto verde para control de erosión y estabilidad. Punto 4, Comuna 18

7.1.5 Sitio 5

En el sitio ubicado en la carrera 94-2 con calle 1B oeste en el barrio Alto Jordán, se observan escaleras y pasaje peatonales desgastados, sin protección e inexistentes estructuras para el manejo de aguas lluvias, lo que puede desgastar aún más la estructura y generar riesgos a los transeúntes (véase la Figura 7.15). Teniendo presente lo anterior y a manera de ejemplo, en la Figura 7.16, se ilustra la planta y perfil de la escalera una vez planteada el rediseño geométrico. Los detalles de los planos se ilustran en el Anexo C (C18-S5-01 al C18-S5-03).



Figura 7.15 Panorama actual del sitio 5 de la comuna 18



En la Figura 7.17 se muestra una vista general del lugar de interés, donde se aprecia que los escalones actuales son irregulares. En este contexto, se presenta a continuación el diseño detallado de una escalera que cumple con los requisitos establecidos por la norma NTC 6047. Durante el proceso de diseño, se ha tenido especial cuidado en minimizar el impacto en el terreno, adaptando la geometría a la configuración del mismo. Considerando lo anterior, en la Figura 7.18 se exhibe un diseño de las escaleras conforme a los parámetros establecidos, sin afectar las viviendas circundantes. Los detalles y demás reportes se agrupan en el **Anexo C Diseños** (C18-S6-01 al C18-S6-04).

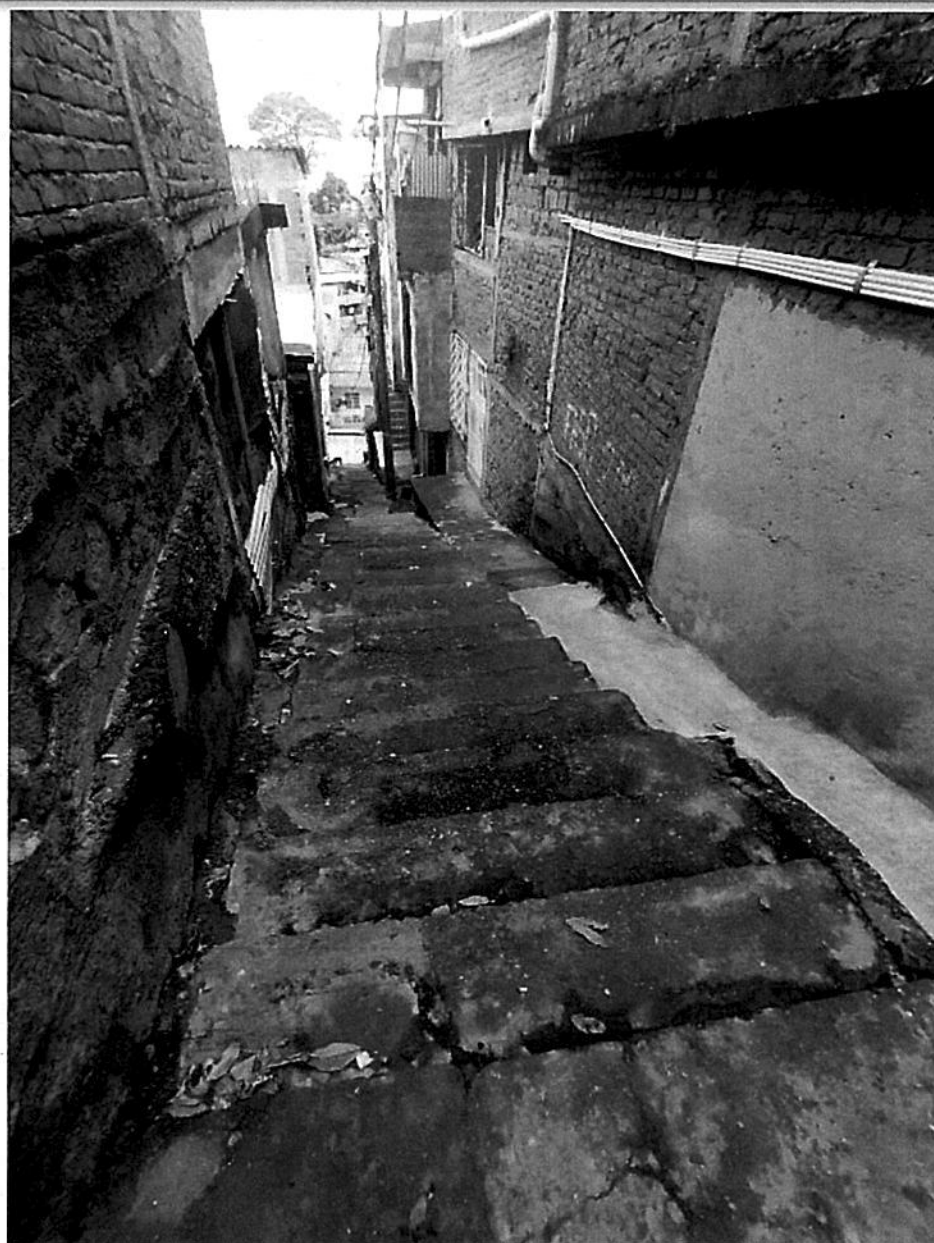
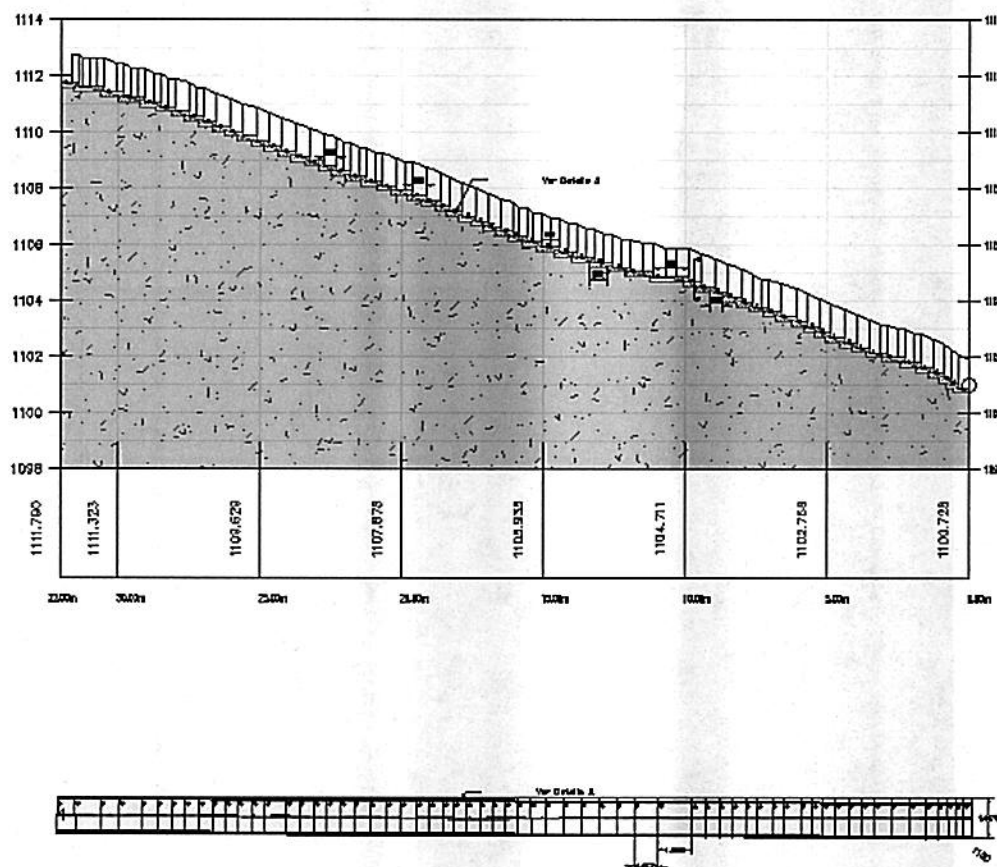


Figura 7.17 Panorama actual del sector

Figura 7.18 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera

ESCALERA #6



7.1.7 Sitio 7

En el sitio ubicado en la carrera 94a-1 entre calle 4 oeste y calle 4ª, se observan escaleras y pasaje peatonales desgastados, con ausencia de estructuras para manejo de aguas lluvias, lo que puede erosionar y desgastar aún más la estructura y generar riesgos a los transeúntes. (véase la Figura 7.19).

Ante esta problemática, CI Ambiental diseña una escalera con un sistema de canales para dar el manejo de aguas de escorrentía y adicionalmente la elaboración de un Sistema Urbano de Drenaje Sostenible (SUDS). Estos sistemas son diseñados y utilizados en entornos urbanos para gestionar de manera sostenible el agua de lluvia y minimizar los problemas asociados con el drenaje pluvial convencional.

Con la elaboración de un SUDS se busca reducir la escorrentía superficial y promover la infiltración del agua de lluvia en el suelo. Esto ayuda a recargar acuíferos y mantener los niveles de agua subterránea. Adicional a esto, los SUDS ayudan a prevenir inundaciones al controlar y gestionar el flujo de agua de

lluvia, evitando picos repentinos y sobrecargas en los sistemas de drenaje. Los respectivos planos de diseño se encuentran consignados en el Anexo C (C18-S7-01 al C18-S7-04)



Figura 7.19 Panorama actual del sitio 7 de la comuna 18

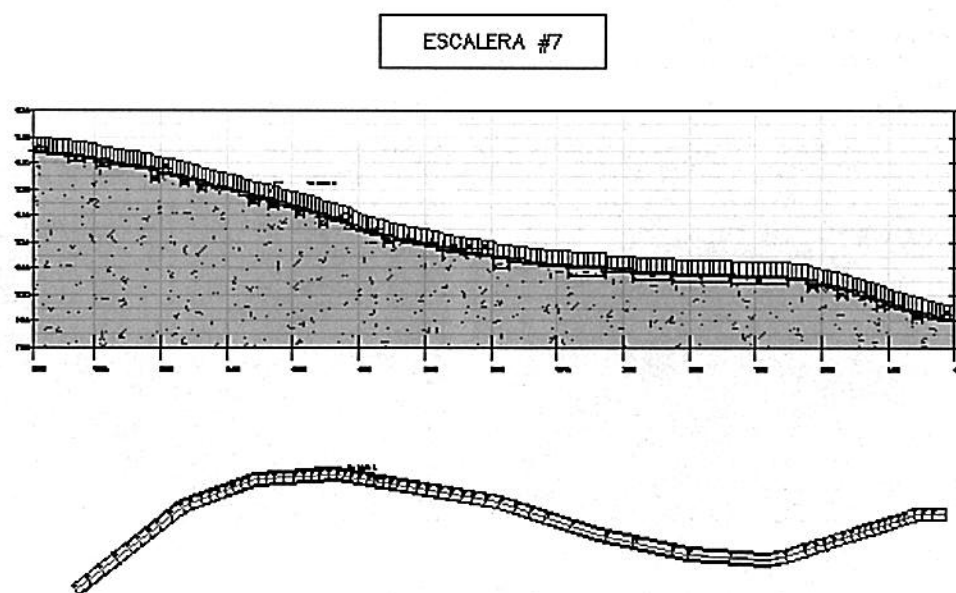


Figura 7.20 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera

CANAL #7

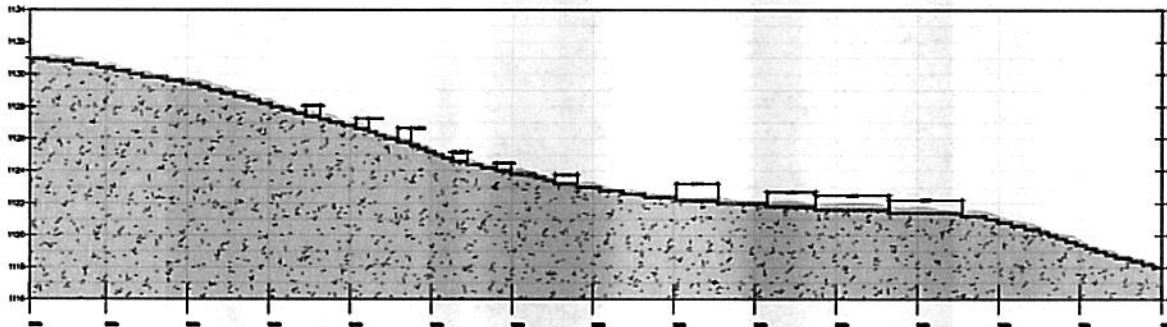


Figura 7.21 Perfil Longitudinal de los canales

CÁLCULOS INICIALES

	CANTIDAD	UNIDAD
Volumen tanque requerido	21.5	[m3]
Largo	35.0	[m]
Ancho	2.0	[m]
Alto	0.78	[m]
Área de almacenamiento	70.0	[m2]
Número de Capas AQUACELL que tendrá el tanque	2	[und]
Volumen Bruto	54.6	[m3]
Cantidad de unidades Celda AQUACELL	273	[und]
Volumen neto de agua almacenado	50.5	[m3]
Geomembrana 30 mils		[m2]
Geotextil NT 2500	258.0	[m2]

ESQUEMA CELDA Y TANQUE

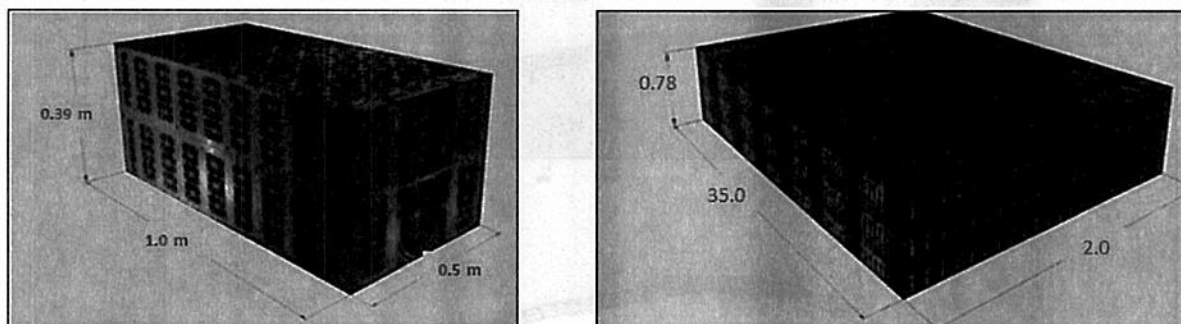


Figura 7.22 Diseño de SUDS sitio 7 Comuna 18

7.1.8 Sitio 8

En este sector se evidencia la ausencia de una escalera y de una estructura hidráulica para el manejo de agua lluvias, lo que puede erosionar y desgastar aún más la estructura y generar riesgos en el sitio.

Ante este escenario, la consultoría propone llevar a cabo un diseño integral de una escalinata cumpliendo las normativas técnicas colombianas y adaptadas al terreno. En la Figura 7.23, se ilustra el

detalle del estado actual del corredor, mientras que en las Figura 7.24 y la Figura 7.25 se presentan el detalle de la escalera y el canal requerido para el manejo del agua lluvia.



Figura 7.23 Panorama actual del sector

ESCALERA #8

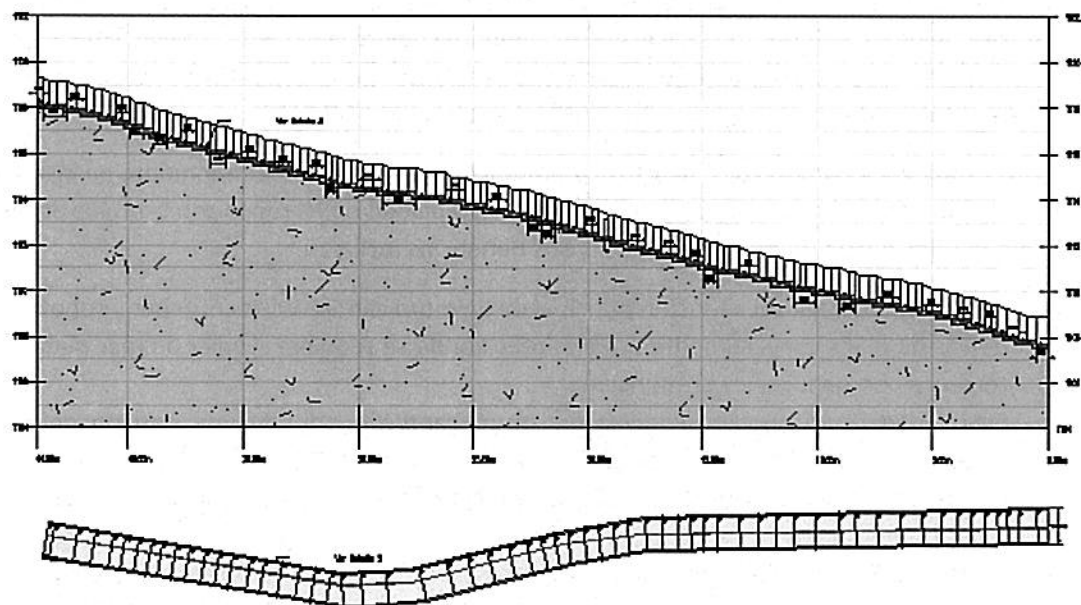


Figura 7.24 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera

CANAL #8

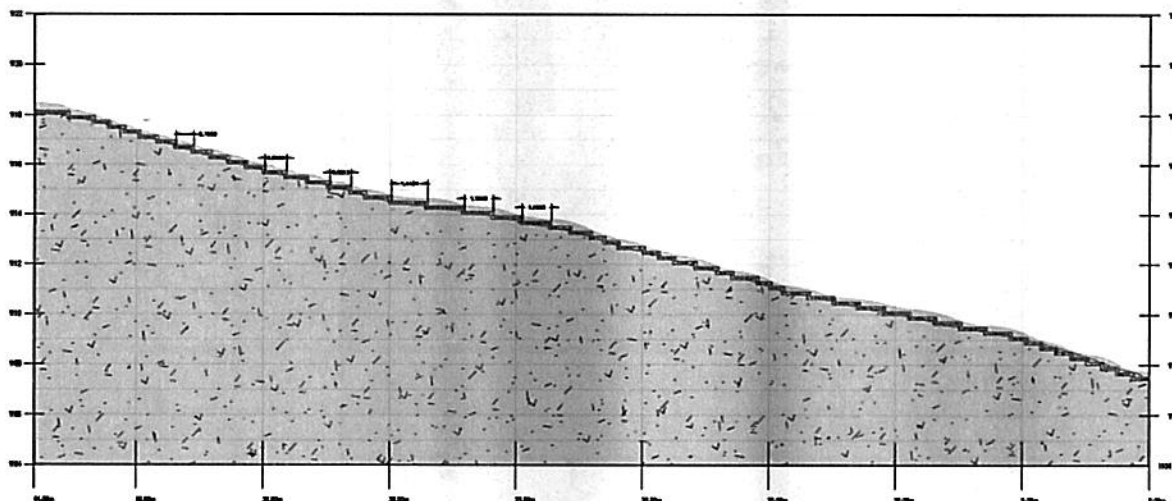


Figura 7.25 Perfil longitudinal del canal

Los detalles de diseño de las escaleras y canal están consignados en el anexo C del presente informe en el plano (C19-S8-01 al C19-S8-04).

7.1.9 Sitio 9

En el sitio ubicado en la calle 2B -1 Oeste con cra 93 Bis, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, el cual está parcialmente cubierto por vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que no ha habido deslizamientos recientes en la zona. Esta consultoría propone el diseño de un muro de contención tipo Cantiléver (véase la Figura 7.26).

Un muro cantiléver es un tipo de estructura de retención que se utiliza comúnmente en ingeniería civil y construcción para contener suelos y proporcionar estabilidad en terrenos con cambios de elevación. La finalidad principal de un muro cantiléver y sus beneficios incluyen:

- **Retención de Suelos:** La función principal de un muro cantiléver es contener y soportar el suelo detrás de él. Es especialmente útil en áreas donde se requiere nivelar o crear plataformas en terrenos con pendientes pronunciadas.
- **Estabilidad:** El diseño en voladizo del muro cantiléver, donde una porción del mismo se extiende hacia fuera desde la base, proporciona estabilidad adicional. La masa de suelo sobre la base del muro y la parte extendida trabajan en conjunto para contrarrestar las fuerzas laterales del suelo.
- **Ahorro de Espacio:** En comparación con otros tipos de muros de retención, el muro cantiléver puede ser más delgado y aun así proporcionar la resistencia necesaria. Esto ayuda a ahorrar espacio en proyectos donde la eficiencia del espacio es crucial.

- **Diseño Eficiente:** El diseño del muro cantiléver permite utilizar menos material y, por lo tanto, puede ser más económico en comparación con algunos otros tipos de muros de retención.
- **Flexibilidad en la Construcción:** Puede adaptarse para adaptarse a diferentes situaciones topográficas y condiciones del suelo. Esto proporciona flexibilidad en la planificación y construcción, permitiendo que el muro se ajuste a las necesidades específicas del sitio.
- **Estética:** Dependiendo del diseño y los materiales utilizados, los muros cantiléver pueden tener un aspecto más estético en comparación con algunas otras soluciones de retención de suelos, lo que es importante en entornos urbanos o áreas donde la estética es relevante.



Figura 7.26 Panorama actual del sector

7.1.9.1 Muro de contención

El esquema del muro se presentan en la Figura 7.27 Dimensiones muro Cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m) Figura 7.27 y los parámetros geotécnicos junto con las dimensiones se presentan en la Tabla 7.3. Los parámetros se determinaron de acuerdo a la información de referencia, la topografía realizada y a la exploración del subsuelo hecha en campo. Para este caso cabe mencionar que, como se observa en el plano perfil muro 9 del anexo C (C18-S9-01 al C18-S9-02) se tiene un terreno de relleno con un ángulo de talud α igual a 17° en la sección más inclinada y otros detalles complementarios como geomantos, cortes, rellenos, etc.

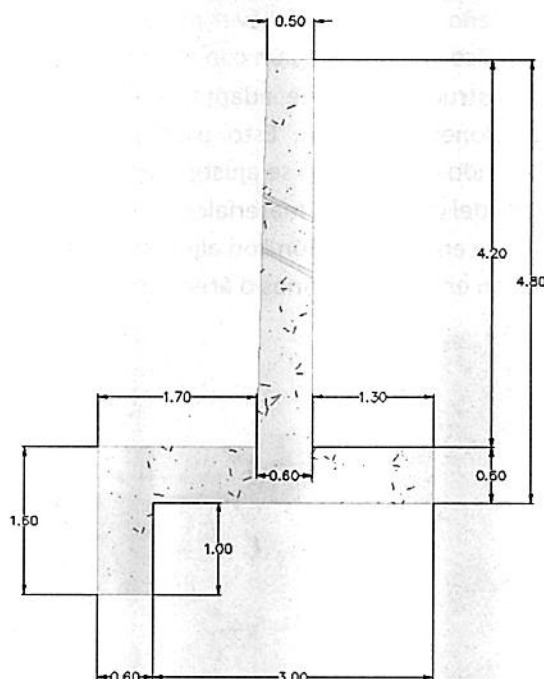


Figura 7.27 Dimensiones muro Cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m)

Tabla 7.2 Parámetros geotécnicos y dimensiones del muro cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m)

DATOS PARA EVALUACIÓN ESTÁTICA		
Peso Unitario suelo soporte (gamma 1)	17.00	KN/m ³
Angulo de fricción suelo de soporte (phi1)	29.00	°
Cohesión suelo de soporte (c1)	37.23	KN/m ²
Peso Unitario suelo trasdós (gamma 1)	18.00	KN/m ³
Angulo de fricción suelo de trasdós (phi1)	30.00	°
Cohesión suelo de trasdós (c1)	0.00	KN/m ²
Peso Unitario concreto (gamma c)	23.00	KN/m ³
ALTURA TOTAL DEL MURO H	4.80	m
Altura cuerpo del muro	4.40	m
Ancho superior del muro	0.50	m
Ancho inferior del muro	0.63	m
ALTURA TACON Ht	0.80	m
Ancho de tacón	0.40	m
Distancia tacón a punta del pie de la zapata	2.00	m
Ancho de zapata B	3.84	m
Espesor de zapata	0.40	m
Ancho del pie	0.96	m
Ancho del talón	2.25	m
Profundidad apoyo zapata	0.00	m
Kh	0.167	-
Kv	0.167	-
θ'	11.31	° / rad
β	90.00	° / rad
K ACTIVO	0.39	-
K PASIVO	14.72	-
Kae ACTIVO PARA SISMO	0.77	-
ANGULO DE FRICCIÓN MURO-SUELO δ	17.50	° / rad
ANGULO DE FRICCIÓN ZAPATA-SUELO δ	16.92	° / rad
COHESIÓN ZAPATA-SUELO	21.72	KN/m ²
angulo del talud α	17.00	° / rad

Los empujes determinados se encuentran en la Tabla 7.3 y se calcularon de acuerdo a las ecuaciones del Título 6 del presente informe. Los factores de seguridad contra volcamiento y contra deslizamiento se encuentran en el diseño estructural del muro presentado en el capítulo 6

Tabla 7.3 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m) condición estática.

VOLCAMIENTO			
FUERZAS VOLCANANTES		FUERZAS ESTABILIZADORAS	
		AREA RECTANG. MURO	2.20 m ²
		P-RECT.MURO	50.60 kN/m
		BRAZO	1.34 m
		AREA TRIANG. MURO	0.29 m ²
		P-TRIAN.MURO	6.58 kN/m
		BRAZO	1.05 m
		AREA TACÓN	0.32 m ²
		P-TACÓN	7.36 kN/m
		BRAZO	2.20 m
		AREA ZAPATA	1.54 m ²
		P-ZAPATA	35.33 kN/m
		BRAZO	1.92 m
		AREA RELLENO	10.67 m ²
		P-RELLENO	181.46 kN/m
		BRAZO	2.72 m
P-activa	76.64 kN/m	P-pasiva pie	80.10 kN/m
BRAZO	1.60 m	Brazo	0.27 m
total mometos deses	122.63 kN-m	TOTAL MOMENTOS EST.	672.72 kN-m

DESPLAZAMIENTO EN LA BASE			
FUERZAS DESLIZANTES		FUERZAS ESTABILIZADORAS	
P-activa	76.64 kN/m	P FRICCION SUELO-ESTRUC	166.72 kN/m
		P-pasiva pie	80.10 kN/m
total FUERZAS desest	76.64 kN/m	total FUERZAS est.	246.82 kN/m

CAPACIDAD PORTANTE			
e (m)	0.041	q _{min}	58.210 kPa
B/6 (m)	0.640	q _{max}	66.079 kPa
e/B	0.011	q _u	523.832 kPa
e/B<1/6	VERDADERO	FS	7.927

Tabla 7.4 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 9 (H=4.8m) condición pseudoestática.

VOLCAMIENTO					
FUERZAS VOLCANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-ae sísmico	22.94	kN/m	AREA RECTANG. MURO	0.92	m ²
BRAZO	0.87	m	P-RECT.MURO	21.16	kN/m
			BRAZO	0.70	m
			AREA TRIANG. MURO	0.00	m ²
			P-TRIAN.MURO	0.00	kN/m
			BRAZO	0.50	m
			AREA TACÓN	0.16	m ²
			P-TACÓN	3.68	kN/m
			BRAZO	1.80	m
			AREA ZAPATA	0.80	m ²
			P-ZAPATA	18.40	kN/m
			BRAZO	1.00	m
			AREA RELLENO	2.53	m ²
			P-RELLENO	46.65	kN/m
			BRAZO	1.45	m
			P-pasiva pie	8.11	kN/m
			Brazo	0.13	m
total mometos desest.	19.88	kN-m	TOTAL MOMENTOS EST.	108.56	kN-m

DESLIZAMIENTO EN LA BASE					
FUERZAS DESLIZANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-ae sísmico	22.94	kN/m	P FRICCIÓN SUELO-ESTRUC	59.05	kN/m
			P-pasiva pie	8.11	kN/m
total FUERZAS desest.	22.94	kN/m	total FUERZAS est.	67.15	kN/m

CAPACIDAD PORTANTE					
e (m)	0.025	q _{min}	31.314	kPa	
B/4 (m)	0.500	q _{max}	36.499	kPa	
e/B	0.013	q _u	357.102	kPa	
e/B<1/4	VERDADERO	FS	9.784		

7.1.9.2 Estabilidad Global

Para la estabilidad global de este muro se recurrió al software Slides, construyendo un modelo a partir de los parámetros dados en la Tabla 7.2. Los resultados en la evaluación estática son los siguientes:

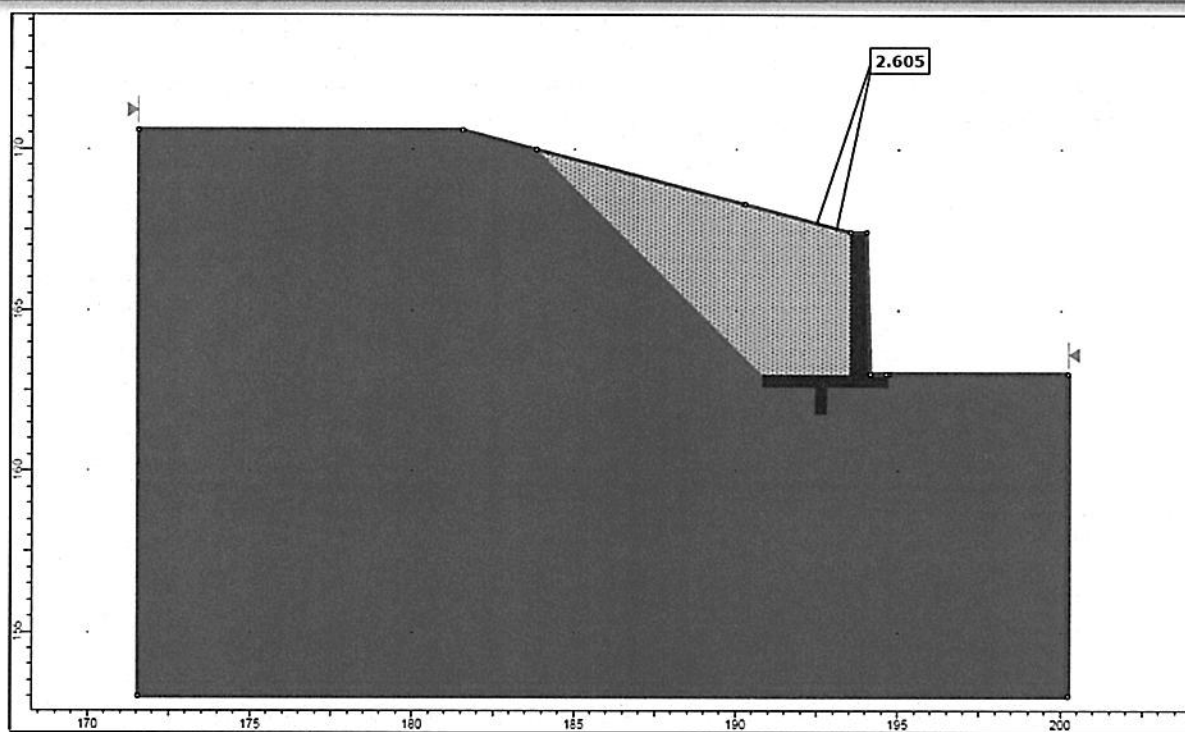


Figura 7.28 Factor de seguridad por estabilidad global caso estático. Comuna 18, punto 9 H=4.8m

Los resultados de la modelación que incluyen los efectos sísmicos son los siguientes:

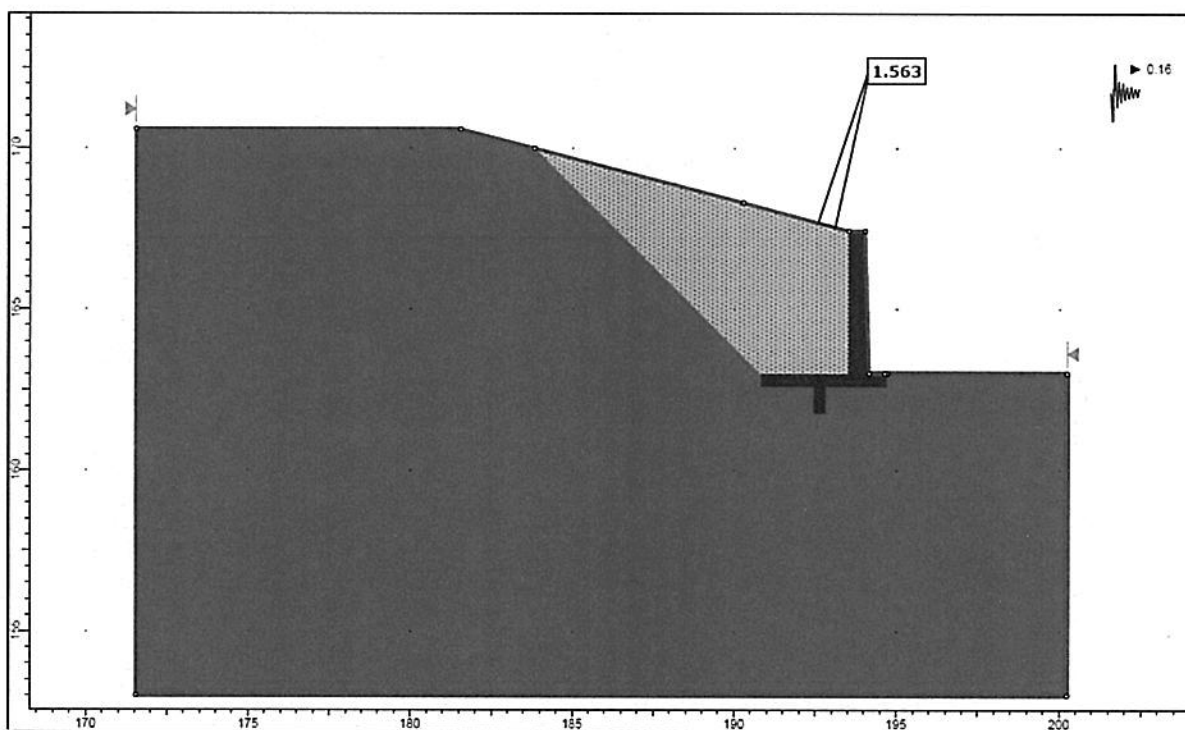


Figura 7.29 Factor de seguridad por estabilidad global caso pseudoestático. Comuna 18, punto 9 H=4.8m

7.1.9.3 Diseño estructural muro de contención $H=4.8m$

El diseño de muro se realiza en hojas de cálculo independientes, donde se chequea el refuerzo y factores de seguridad según le CCPD-14.

Tabla 7.5 Diseño de muro 4.80 m

DATOS DE GEOMETRIA		PROPIEDADES	
H Voladizo(H1):	4.20 m	γ relleno:	18.0 KN/m ³
L Talón (B1+B2):	2.40 m	γ suelo:	29.0 KN/m ³
L pie (B3)	1.20 m	γ concreto:	24.0 KN/m ³
H zarpa(H2):	0.60 m	Ka:	0.37
e muro superior:	0.50 m	P:	32.0 KN/m ²
e muro inferior:	0.60 m	σ adm:	503.0 KN/m ²
L Ancho:	1.00 m	Fy :	420.0 MPa
H Total:	4.80 m	fc :	28.0 MPa
H relleno sobre pie	0.00 m	W:	10.8 KN/m ²
LLAVE O DIENTE		Kp:	2.70
B5	0.60 m	Kae	0.68
B6	0.60 m	Aa	0.30
H3	1.00 m	φ	30°
Area	0.60 m ²	β	0°
		Kh	0.17

1. CHEQUEO A VOLCAMIENTO

1.1 ESTATICO			
Item	Peso (KN)	Brazo (m)	M (KN-m)
Fuerzas estabilizadoras			
Peso vastago	55.44	1.50	83.16
Peso zarpa:	51.84	1.80	93.31
Diente:	14.40	3.30	47.52
Terreno:	139.86	2.68	374.13
Terreno superior:	0.00	2.97	0.00
Sobrecarga	20.52	2.65	54.38
TOTAL	282.06		652.50
Fuerzas de empujes			
Empuje terreno:	76.72	1.60	122.76
Empuje sobrecarga:	19.18	2.40	46.03
Empuje pasivo:	62.27	1.07	66.45
TOTAL	158.17		168.79
$f.s. = \frac{M_e}{M_p}$		3.87	CUMPLE

1.2 CONDICION SISMICA

Item	Peso (KN)	Brazo (m)	M (KN-m)	W*Aa/2	HI	Mi
Fuerzas estabilizadoras						
Peso vastago	55.44	1.50	83.16	8.32	2.10	17.46
Peso zarpa:	51.84	1.80	93.31	7.78	0.30	2.33
Diente:	14.40	3.30	47.52	2.16	0.00	0.00
Terreno:	139.86	2.68	374.13	20.98	2.40	50.35
Terreno superior:	0.00	2.97	0.00	0.00	4.80	0.00
TOTAL	261.54	Mr	598.12	39.23	Mi	70.15
Fuerzas de empujes						
Empuje sismico:	141.00					
Empuje terreno:	76.72	1.60	122.76			
AE=Es-Et	64.28	3.20	205.71			
TOTAL		Mae	328.47			

$$f.s. = \frac{M_r}{M_{ae} + M_i} \times 1.33$$

2.00	CUMPLE
------	--------

2. CHEQUEO A DESLIZAMIENTO

2.1 ESTATICO

$$f.s. = \frac{W \tan(\phi) + Ep}{E}$$

2.35	CUMPLE
------	--------

2.2 CONDICION SISMICA

$$f.s. = \frac{Ws \cdot \tan(\phi) + Ep}{(Eae + Fi)} \times 1.33$$

1.58	CUMPLE
------	--------

3. PRESIONES SOBRE EL TERRENO

3.1 ESTATICO

ΣMo	483.70 KN-m
ΣFV	282.06 KN
Rs	1.71 m
Ex	0.09 m
omax	89.5 KN/m2
omin	67.2 KN/m2
	CUMPLE
	CUMPLE

3.2 CONDICION SISMICA

$$R_s = \frac{M_r - (M_{ae} + M_l)/1.33}{W_s}$$

Mr	598.12 KN-m
Ws	261.54 KN
Mae	328.47 KN-m
Ml	70.15 KN-m
Rs	1.14 m
Ex	0.66 m
σmax	152.4 KN/m2
σmin	-7.1 KN/m2
	CUMPLE
	CUMPLE

B/6: 0.60 m

Si la resultante está fuera del tercio medio corregir según A.3.12.1 Grupo VII

$$\sigma_{cor} = \frac{W_s}{R_s * 3} * 2$$

σmaxcor	152.8 KN/m2
σmincor	0.0 KN/m2
	CUMPLE
	CUMPLE

B/4: 0.90 m

4. DISEÑO DEL MURO

COMBINACIONES DE DISEÑO

- A-1 1.3(D+1.67L+1.3E)
- A-2 1.3(0.75D+1.67L+1.3E)
- A-3 1.0(D+L+1.0EQ)
- A-4 1.0(0.75D+L+1.0EQ)

4.1 DISEÑO DEL VASTAGO

4.1.1 CORTANTE

Empuje terreno:	58.74 KN
Empuje sobrecarga:	16.78 KN
Empuje de diseño	135.71 KN
θact	256.1 KN/m2
θcon	753.8 KN/m2
	CUMPLE

4.1.3 ARMADURA TRANSVERSAL

pmín	0.0020
As	1060.00 mm2
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

4.1.2 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal	
Mact	117.48 KN-m
Md	183.43 KN-m
d	0.53 m
K	653.0 KN/m2
p	0.00175
As	930.01 mm2
N° Barra	4
Cantidad	7.21
Sep	14 cm
pmín	0.0018
As	954.00 mm2
N° Barra	5
Cantidad	5
Sep para Asmín	21 cm

4.1.3 CONDICIÓN SISMICA

Empuje sísmico:	107.96 KN
Empuje de diseño	107.96 KN
δ_{act}	203.7 KN/m ²
δ_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

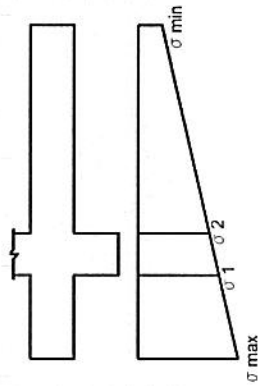
4.1.5 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal	
Mact	220.04 KN-m
Md	220.04 KN-m
d	0.53 m
K	783.3 KN/m ²
ρ	0.00211
As	1119.26 mm ²
N° Barra	6
Cantidad	4
Sep	25 cm
pmín	0.0018
As	954.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5
Sep	21 cm

4.1.6 ARMADURA TRANSVERSAL

pmín	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

4.2 DISEÑO ZARPA



4.2.1. CORTANTE

Pié	
σ_{max}	89.5 KN/m ²
σ_1	82.1 KN/m ²
Rsv	102.91 KN
Rsvd	173.92 KN
δ_{act}	328.1 KN/m ²
δ_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

4.2.3 ARMADURA TRANSVERSAL

pmín	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

4.2.2 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal talón	
Mact	42.38 KN-m
Md	71.62 KN-m
d	0.53 m
K	255.0 KN/m ²
ρ	0.0007
As	359.64 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	2.79
Sep	36 cm
pmín	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

Talón	
σ_2	78.4 KN/m ²
σ_{min}	67.2 KN/m ²
Rsv	29.35 KN
Rsvd	49.60 KN
δ_{act}	90.2 KN/m ²
δ_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

Armadura longitudinal pie	
Mact	52.27 KN-m
Md	88.33 KN-m
d	0.53 m
K	314.5 KN/m ²
ρ	0.0008
As	444.20 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	2.23
Sep	45 cm
pmín	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

4.2.4 CONDICIÓN SISMICA

Pie	
σ_{max}	152.4 KN/m ²
σ_1	99.2 KN/m ²
Rsv	151.02 KN
β_{act}	284.9 KN/m ²
β_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

4.2.6 ARMADURA TRANSVERSAL

pnin	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

Talón	
σ_2	72.7 KN/m ²
σ_{min}	-7.1 KN/m ²
Rsv	80.91 KN
β_{act}	147.1 KN/m ²
β_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

4.2.6 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal talón	
Mact	107.32 KN-m
Md	107.32 KN-m
d	0.53 m
K	382.1 KN/m ²
p	0.0010
As	540.59 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	2.72
Sep	37 cm
pnin	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

Armadura longitudinal pie	
Mact	86.63 KN-m
Md	86.63 KN-m
d	0.53 m
K	308.4 KN/m ²
p	0.0008
As	435.57 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	2.19
Sep	46 cm
pnin	0.0020
As	1060.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	5.33
Sep	19 cm

Los detalles de diseño tanto de los muros como de las escaleras con sus canales lo encontrarán en el anexo C (C18-S9-01 al C18-S9-02)

7.1.10 Sitio 10

En el sitio ubicado en la calle 3C OESTE con Cra 94, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, el cual está parcialmente cubierto por vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que no ha habido deslizamientos recientes en la zona. Esta consultoría propone el diseño de un muro de contención tipo Gaviones. Los detalles y demás reportes se agrupan en el Anexo C Diseños. Los detalles se encuentran consignados en el plano C18-S10-01 al C18-S10-02

Un muro en gaviones es una estructura de retención construida utilizando cestas o mallas metálicas llenas de piedras u otros materiales pétreos. La finalidad de un muro en gaviones y sus beneficios incluyen:

- **Erosión y Control de Sedimentos:** Los gaviones son efectivos para controlar la erosión del suelo y la pérdida de sedimentos. La estructura permite el paso del agua mientras retiene las partículas de suelo, contribuyendo así a la estabilización de taludes y riberas.
- **Control de Inundaciones:** Los muros en gaviones se utilizan comúnmente en áreas propensas a inundaciones para contener y dirigir el flujo de agua. La permeabilidad de los gaviones permite que el agua pase a través de la estructura, reduciendo la presión hidrostática y minimizando el riesgo de inundaciones.
- **Estabilización de Taludes:** Son eficaces para estabilizar taludes y pendientes, ya que proporcionan resistencia a las fuerzas laterales del suelo. Esto es particularmente útil en áreas montañosas o con terrenos inclinados.
- **Flexibilidad y Adaptabilidad:** Los gaviones son flexibles y pueden adaptarse a las irregularidades del terreno. Esto los hace adecuados para diferentes formas y tamaños de muros de contención, lo que facilita su aplicación en diversos entornos.
- **Durabilidad:** Los gaviones están contruidos con materiales duraderos como mallas metálicas y piedras, lo que les confiere resistencia y longevidad. Pueden soportar condiciones climáticas adversas y ofrecer una solución de retención a largo plazo.
- **Permeabilidad:** La estructura permeable de los gaviones permite que el agua fluya a través de ellos, lo que ayuda a reducir la presión hidrostática detrás del muro y evita la acumulación de agua que podría comprometer la estabilidad.
- **Costo-Efectividad:** En muchos casos, los gaviones son más económicos en comparación con otras soluciones de retención de suelos. Además, su construcción suele ser más rápida y sencilla.
- **Estética Natural:** La combinación de piedras y mallas metálicas puede tener un aspecto estético natural que se integra bien con el entorno, proporcionando una solución funcional y visualmente agradable.



Figura 7.30 Panorama actual del sitio 10 de comuna 18

7.1.10.1 Muro en gaviones

La sección del muro se presentan en la Figura 7.31 y la Figura 7.27 Dimensiones muro Cantiléver Comuna 18, Punto 9 ($H=4.8\text{m}$) y los parámetros geotécnicos junto con las dimensiones se presentan en la Tabla 7.6. Los parámetros se determinaron de acuerdo a la información de referencia, la topografía realizada y a la exploración del subsuelo hecha en campo. La composición del muro es de 2 columnas de gaviones de $1\text{m} \times 1\text{m}$, la primera de 4 y la segunda de 3 gaviones.

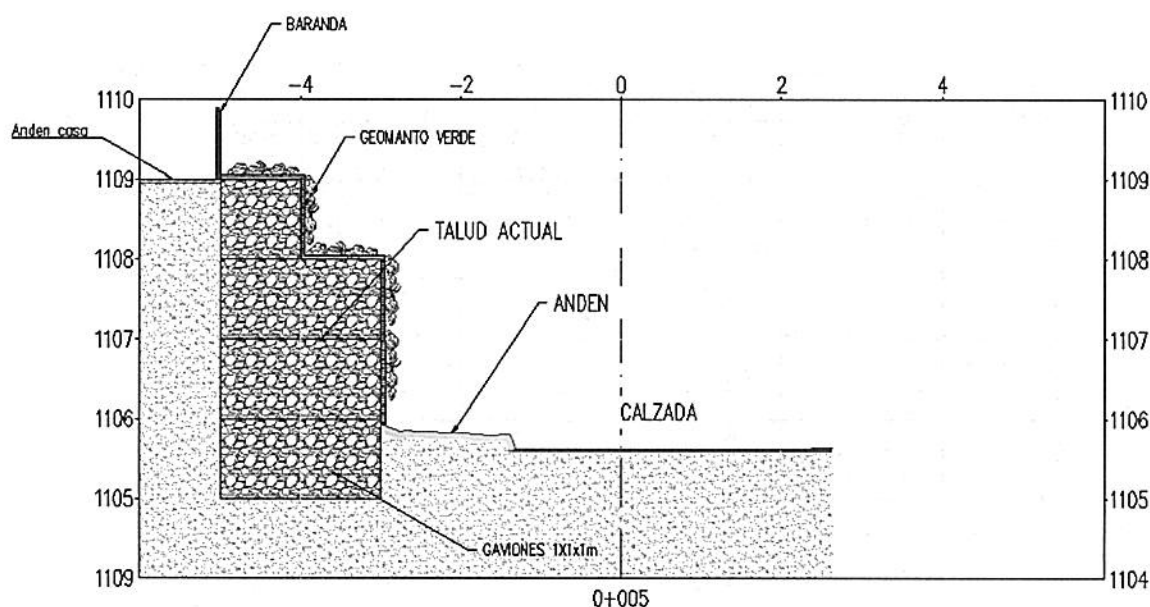


Figura 7.31 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 10 ($H=4\text{m}$)

En la siguiente imagen se observa la implantación de los gaviones en el punto de interés.



Figura 7.32 Zona de implantación gaviones comuna 18, punto 10 H=4m

Tabla 7.6 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 10 (H=4m)

EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MURO EN GAVIONES COMUNA 18, PUNTO 10 CALI, H=4m				
Datos de entrada				
yt	1.91			Ton/m3
H	3.00			m
h	1.00			m
B	2.00			m
ϕ	29.75	0.52		°/rad
C	3.80			ton/m2
θ	90.00	1.57		°/rad
β	0.00	0.00		°/rad
Wcasa	1.60			Ton/m2
δ	22.31	0.39		°/rad
q	1.44			Ton/m
Empujes		Fuerzas resistentes		
Ka	0.299	ygavion	2	Ton/m3
Kp	6.667	W Gaviones columna 2	6	Ton
Ea	4.007	W Gaviones columna 1	8	Ton
Ep	6.367			

A partir de estos parámetros se realizan las verificaciones de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante, además de la excentricidad del muro para el caso estático y el pseudoestático, como se muestra en las Tabla 7.7 y Tabla 7.8.

Tabla 7.7 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 10 H=4m

Evaluación estática						
		Reacciones				
Ev	1.52	Ton/m				
Rv	15.52	Ton/m				
Eh	3.71	Ton/m				
Ff	8.87	Ton/m				
Ff2	14.57	Ton/m				

Deslizamiento		Volcamiento					
FS	4.11	Con cohesión	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
FS	5.65		W1	6.00	0.50	3.00	Ton*m
			W2	8.00	1.50	12.00	Ton*m
			Ev	1.52	2.00	3.04	Ton*m
			Ep	6.37	0.33	2.12	Ton*m
			Eh	3.71	1.33	4.94	Ton*m
			Fsv			4.08	
			e/B			0.01	

Capacidad portante		
qu	153.52	Ton/m2
qadm	51.17	Ton/m2
e	0.02	m
σmáx	8.21	Ton/m2
FScp		18.70

Tabla 7.8 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 10 H=4m

Evaluación Pseudoestática							
Deslizamiento			Volcamiento				
kv	0.06	NSR-10	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
kh	0.17	NSR-10	W1	6.00	0.50	3.00	Ton*m
ψ	0.17	rad	W2	8.00	1.50	12.00	Ton*m
Kae	0.44		Ev	1.89	2.00	3.78	Ton*m
Kpe	6.67		Ep	6.01	0.60	3.61	Ton*m
Ea	4.98		Eh	4.61	2.40	11.06	Ton*m
Ep	6.01					Fsv	2.02
Ev	1.89					e/B	0.14
Rv	15.89						
Eh	4.61						
Ff	9.08						
FS	3.35						
Ff2	14.78	Con cohesión					
FS	4.59						

Capacidad portante		
qu	153.52	Ton/m2
qadm	51.17	Ton/m2
e	0.29	m
σmáx	14.78	Ton/m2
FScp		10.38

7.1.11 Sitio 11

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) representan una innovadora aproximación al manejo del agua pluvial en entornos urbanos, destacándose por su enfoque ecológico y eficiencia. Estos sistemas, diseñados para gestionar de manera sostenible el agua de lluvia, ofrecen numerosas ventajas. En primer lugar, contribuyen a prevenir inundaciones al reducir la escorrentía superficial y regular el flujo de agua. Además, fomentan la recarga de acuíferos al promover la infiltración del agua en el suelo. La mejora de la calidad del agua es otra de sus ventajas, ya que integran elementos como zonas verdes y filtros naturales que reducen la presencia de contaminantes. Los SUDS también minimizan la necesidad de infraestructuras costosas, al tiempo que se adaptan de manera flexible a diversas condiciones topográficas y climáticas. Su diseño sostenible favorece la creación de entornos urbanos más amigables, incorporando características estéticas y funcionales como estanques y áreas verdes. Además, estos sistemas se alinean con prácticas medioambientales al enfrentar los retos del cambio climático, siendo resilientes frente a eventos climáticos extremos. A continuación, en la Figura 7.34 se presenta el diseño del suds en el sitio 11 de la comuna 18. Los detalles y demás reportes se agrupan en el Anexo C Diseños (C18-S11-01).



Figura 7.33 Panorama actual del sitio 11

CÁLCULOS INICIALES

	CANTIDAD	UNIDAD
Volumen tanque requerido	22.3	[m3]
Largo	40.0	[m]
Ancho	3.0	[m]
Alto	0.78	[m]
Área de almacenamiento	120.0	[m2]
Número de Capas AQUACELL que tendrá el tanque	2	[und]
Volumen Bruto	93.6	[m3]
Cantidad de unidades Celda AQUACELL	468	[und]
Volumen neto de agua almacenado	86.6	[m3]
Geomembrana 30 mils		[m2]
Geotextil NT 2500	400.0	[m2]

ESQUEMA CELDA Y TANQUE

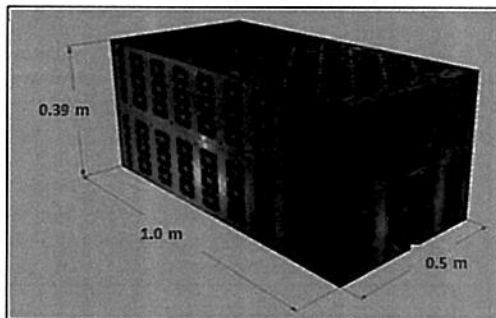
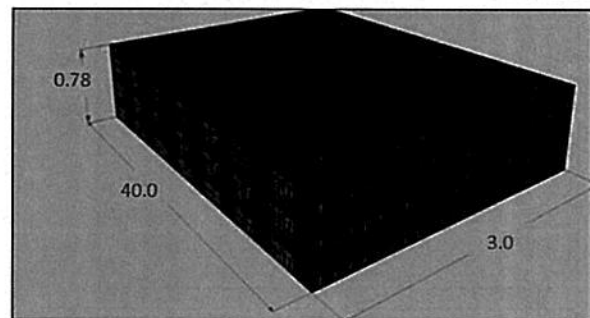


Figura 7.34 Diseño de SUDS

7.1.12 Sitio 12

En el sitio ubicado en la calle 3Bis oeste entre carrera 92 y 93 B, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, el cual está parcialmente cubierto por vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que no ha habido deslizamientos recientes en la zona. Esta consultoría propone el diseño de un muro de contención tipo Cantiléver y adicionalmente se hace un diseño a las escaleras ya existente ya que no cumplen con distancias apropiadas y están desniveladas y/o dañadas con su sistema de canaletas. Los diseños se agrupan en el anexo C (C18-S12-01 al C18-S12-06).



Figura 7.35 Panorama actual del sitio 12

7.1.12.1 Muros de contención

En este punto se presentan dos cantiléver, el primero de la abscisa K+000 hasta K+015 aproximadamente (ver anexo C) con una altura total de $H=2.60\text{m}$ y el segundo de la abscisa K+018 hasta K+032 con una altura total de $H=2.60\text{m}$, aproximadamente. El esquema de los muros se presenta en la Figura 7.36. Las dimensiones de los muros se presentan en la Tabla 7.9 y Tabla 7.10, respectivamente. Los parámetros se determinaron de acuerdo a la información de referencia, la topografía realizada y a la exploración del subsuelo hecha en campo. Para este caso cabe mencionar que, como se observa en el plano perfil muro 12 del anexo C se tiene un terreno de relleno con un ángulo de talud α igual a 0° para ambos casos y otros detalles complementarios como geomantos, cortes, rellenos, etc.

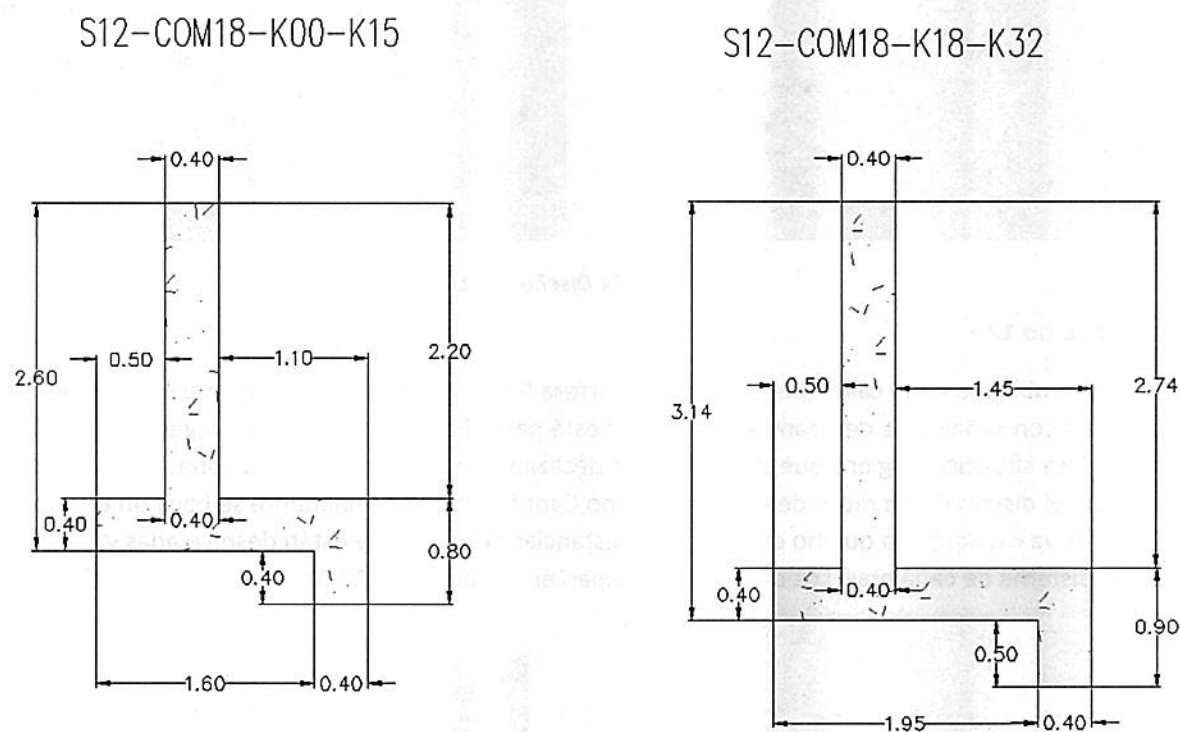


Figura 7.36 Dimensiones muros Cantiléver Comuna 18, Punto 12 ($H=2.60\text{m}$ y $H=3.15\text{m}$)

Tabla 7.9 Parámetros geotécnicos y dimensiones del muro cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m)

DATOS PARA EVALUACIÓN ESTÁTICA			
Peso Unitario suelo soporte (γ_{s1})	18.44		KN/m ³
Angulo de fricción suelo de soporte (ϕ_{s1})	29.81		°
Cohesión suelo de soporte (c_1)	27.47		KN/m ²
Peso Unitario suelo trasdós (γ_{s2})	18.00		KN/m ³
Angulo de fricción suelo de trasdós (ϕ_{s2})	30.00		°
Cohesión suelo de trasdós (c_2)	0.00		KN/m ²
Peso Unitario concreto (γ_c)	23.00		KN/m ³
ALTURA TOTAL DEL MURO H	2.60		m
Altura cuerpo del muro	2.30		m
Ancho superior del muro	0.40		m
Ancho inferior del muro	0.40		m
ALTURA TACÓN H _t	0.40		m
Ancho de tacón	0.40		m
Distancia tacón a punta del pie de la zapata	1.60		m
Ancho de zapata B	2.00		m
Espesor de zapata	0.40		m
Ancho del pie	0.50		m
Ancho del talón	1.10		m
Profundidad apoyo zapata	0.00		m
K _h	0.167		-
K _v	0.167		-
θ'	11.31	0.20	° / rad
β	90.00	1.57	° / rad
K ACTIVO	0.30		-
K PASIVO	5.50		-
K _{ae} ACTIVO PARA SISMO	0.45		-
ANGULO DE FRICCIÓN MURO-SUELO δ	17.50	0.31	° / rad
ANGULO DE FRICCIÓN ZAPATA-SUELO δ	17.39	0.30	° / rad
COHESION ZAPATA-SUELO	16.02		KN/m ²
angulo del talud α	-	0.00	° / rad

Tabla 7.10 Parámetros geotécnicos y dimensiones del muro cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=3.15m)

CONDICION ESTÁTICA	DATOS PARA EVALUACIÓN ESTÁTICA		
Peso Unitario suelo soporte (γ_{s1})	18.44		KN/m ³
Angulo de fricción suelo de soporte (ϕ_{s1})	29.81		°
Cohesión suelo de soporte (c_1)	27.47		KN/m ²
Peso Unitario suelo trasdós (γ_{s2})	18.00		KN/m ³
Angulo de fricción suelo de trasdós (ϕ_{s2})	30.00		°
Cohesión suelo de trasdós (c_2)	0.00		KN/m ²
Peso Unitario concreto (γ_c)	23.00		KN/m ³
ALTURA TOTAL DEL MURO H	3.15		m
Altura cuerpo del muro	2.75		m
Ancho superior del muro	0.40		m
Ancho inferior del muro	0.40		m
ALTURA TACÓN H _t	0.50		m
Ancho de tacón	0.40		m
Distancia tacón a punta del pie de la zapata	1.95		m
Ancho de zapata B	2.35		m
Espesor de zapata	0.40		m
Ancho del pie	0.50		m
Ancho del talón	1.45		m
Profundidad apoyo zapata	0.00		m
K _h	0.167		-
K _v	0.056		-
θ'	10.01	0.17	° / rad
β	90.00	1.57	° / rad
K ACTIVO	0.30		-
K PASIVO	5.50		-
K _{ae} ACTIVO PARA SISMO	0.43		-
ANGULO DE FRICCIÓN MURO-SUELO δ	17.50	0.31	° / rad
ANGULO DE FRICCIÓN ZAPATA-SUELO δ	17.39	0.30	° / rad
COHESION ZAPATA-SUELO	16.02		KN/m ²
angulo del talud α	-	0.00	° / rad

Los empujes determinados se encuentran en la Tabla 7.11, Tabla 7.12, Tabla 7.13 y Tabla 7.14, y se calcularon de acuerdo a las ecuaciones del Título 6 del presente informe. Los factores de seguridad contra volcamiento y contra deslizamiento se encuentran en el diseño estructural del muro presentado en el Capítulo 6.

Tabla 7.11 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m) condición estática.

VOLCAMIENTO					
FUERZAS VOLCANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-activa	18.19	kN/m	AREA RECTANG. MURO	0.92	m2
BRAZO	0.87	m	P-RECT.MURO	21.16	kN/m
			BRAZO	0.70	m
			AREA TRIANG. MURO	0.00	m2
			P-TRIAN.MURO	0.00	kN/m
			BRAZO	0.50	m
			AREA TACÓN	0.16	m2
			P-TACÓN	3.68	kN/m
			BRAZO	1.80	m
			AREA ZAPATA	0.80	m2
			P-ZAPATA	18.40	kN/m
			BRAZO	1.00	m
			AREA RELLENO	2.53	m2
			P-RELLENO	46.65	kN/m
			BRAZO	1.45	m
			P-pasiva pie	8.11	kN/m
			Brazo	0.13	m
total mometos desest.	15.77	kN-m	TOTAL MOMENTOS EST.	108.56	kN-m

DESPLAZAMIENTO EN LA BASE					
FUERZAS DESLIZANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-activa	18.19	kN/m	P FRICCIÓN SUELO-ESTRUC	59.05	kN/m
			P-pasiva pie	8.11	kN/m
total FUERZAS desest.	18.19	kN/m	total FUERZAS est.	67.15	kN/m

CAPACIDAD PORTANTE					
e (m)	0.020	qmin	31.843	kPa	
B/6 (m)	0.333	qmax	35.970	kPa	
e/B	0.010	qu	410.821	kPa	
e/B<1/6	VERDADERO	FS	11.421		

Tabla 7.12 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=2.60m) condición pseudoestática.

VOLCAMIENTO					
FUERZAS VOLCANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-ae sísmico	22.94	kN/m	AREA RECTANG. MURO	0.92	m2
BRAZO	0.87	m	P-RECT.MURO	21.16	kN/m
			BRAZO	0.70	m
			AREA TRIANG. MURO	0.00	m2
			P-TRIAN.MURO	0.00	kN/m
			BRAZO	0.50	m
			AREA TACÓN	0.16	m2
			P-TACÓN	3.68	kN/m
			BRAZO	1.80	m
			AREA ZAPATA	0.80	m2
			P-ZAPATA	18.40	kN/m
			BRAZO	1.00	m
			AREA RELLENO	2.53	m2
			P-RELLENO	46.65	kN/m
			BRAZO	1.45	m
			P-pasiva pie	8.11	kN/m
			Brazo	0.13	m
total mometos desest.	19.88	kN-m	TOTAL MOMENTOS EST.	108.56	kN-m

DESLIZAMIENTO EN LA BASE					
FUERZAS DESLIZANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-ae sísmico	22.94	kN/m	P FRICCIÓN SUELO-ESTRUC	59.05	kN/m
			P-pasiva pie	8.11	kN/m
total FUERZAS desest.	22.94	kN/m	total FUERZAS est.	67.15	kN/m

CAPACIDAD PORTANTE					
e (m)	0.025	q _{min}	31.314	kPa	
B/4 (m)	0.500	q _{max}	36.499	kPa	
e/B	0.013	q _u	357.102	kPa	
e/B<1/4	VERDADERO	FS	9.784		

Tabla 7.13 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantiléver Comuna 18, Punto 12 (H=3.15m) condición estática.

VOLCAMIENTO					
FUERZAS VOLCANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-activa	26.70	kN/m	AREA RECTANG. MURO	1.10	m2
BRAZO	1.05	m	P-RECT.MURO	25.30	kN/m
			BRAZO	0.70	m
			AREA TRIANG. MURO	0.00	m2
			P-TRIAN.MURO	0.00	kN/m
			BRAZO	0.50	m
			AREA TACÓN	0.20	m2
			P-TACÓN	4.60	kN/m
			BRAZO	2.15	m
			AREA ZAPATA	0.94	m2
			P-ZAPATA	21.62	kN/m
			BRAZO	1.18	m
			AREA RELLENO	3.99	m2
			P-RELLENO	73.53	kN/m
			BRAZO	1.63	m
			P-pasiva pie	12.67	kN/m
			Brazo	0.17	m
total mometos desest.	28.04	kN-m	TOTAL MOMENTOS EST.	174.60	kN-m

DESPLAZAMIENTO EN LA BASE					
FUERZAS DESLIZANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-activa	26.70	kN/m	P FRICCIÓN SUELO-ESTRUC	75.38	kN/m
			P-pasiva pie	12.67	kN/m
total FUERZAS desest.	26.70	kN/m	total FUERZAS est.	88.05	kN/m

CAPACIDAD PORTANTE					
e (m)	0.020	q _{min}	39.924	kPa	
B/6 (m)	0.392	q _{max}	44.186	kPa	
e/B	0.008	q _u	416.632	kPa	
e/B<1/6	VERDADERO	FS	9.429		

Tabla 7.14 Empujes y momentos determinados para volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, cantilén Comuna 18, Punto 12 (H=3.15m) condición pseudoestática.

VOLCAMIENTO					
FUERZAS VOLCANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-ae sísmico	36.28	kN/m	AREA RECTANG. MURO	1.10	m2
BRAZO	1.05	m	P-RECT.MURO	25.30	kN/m
			BRAZO	0.70	m
			AREA TRIANG. MURO	0.00	m2
			P-TRIAN.MURO	0.00	kN/m
			BRAZO	0.50	m
			AREA TACÓN	0.20	m2
			P-TACÓN	4.60	kN/m
			BRAZO	2.15	m
			AREA ZAPATA	0.94	m2
			P-ZAPATA	21.62	kN/m
			BRAZO	1.18	m
			AREA RELLENO	3.99	m2
			P-RELLENO	73.53	kN/m
			BRAZO	1.63	m
			P-pasiva pie	12.67	kN/m
			Brazo	0.17	m
total mometos desest.	38.09	kN-m	TOTAL MOMENTOS EST.	174.60	kN-m

DESLIZAMIENTO EN LA BASE					
FUERZAS DESLIZANTES			FUERZAS ESTABILIZADORAS		
P-ae sísmico	36.28	kN/m	P FRICCION SUELO-ESTRUC	75.38	kN/m
			P-pasiva pie	12.67	kN/m
total FUERZAS desest.	36.28	kN/m	total FUERZAS est.	88.05	kN/m

CAPACIDAD PORTANTE					
e (m)	0.100	qmin	31.288	kPa	
B/4 (m)	0.588	qmax	52.822	kPa	
e/B	0.043	qu	340.128	kPa	
e/B<1/4	VERDADERO	FS	6.439		

7.1.12.2 Estabilidad global

Para la estabilidad global de este muro se recurrió al software Slides, construyendo un modelo a partir de los parámetros dados en la Tabla 7.10, el cual se considera el más crítico entre los dos muros, dada su altura. Adicional a ello se consideró una sobrecarga correspondiente a las viviendas presentes en el punto. Los resultados en la evaluación estática son los siguientes:

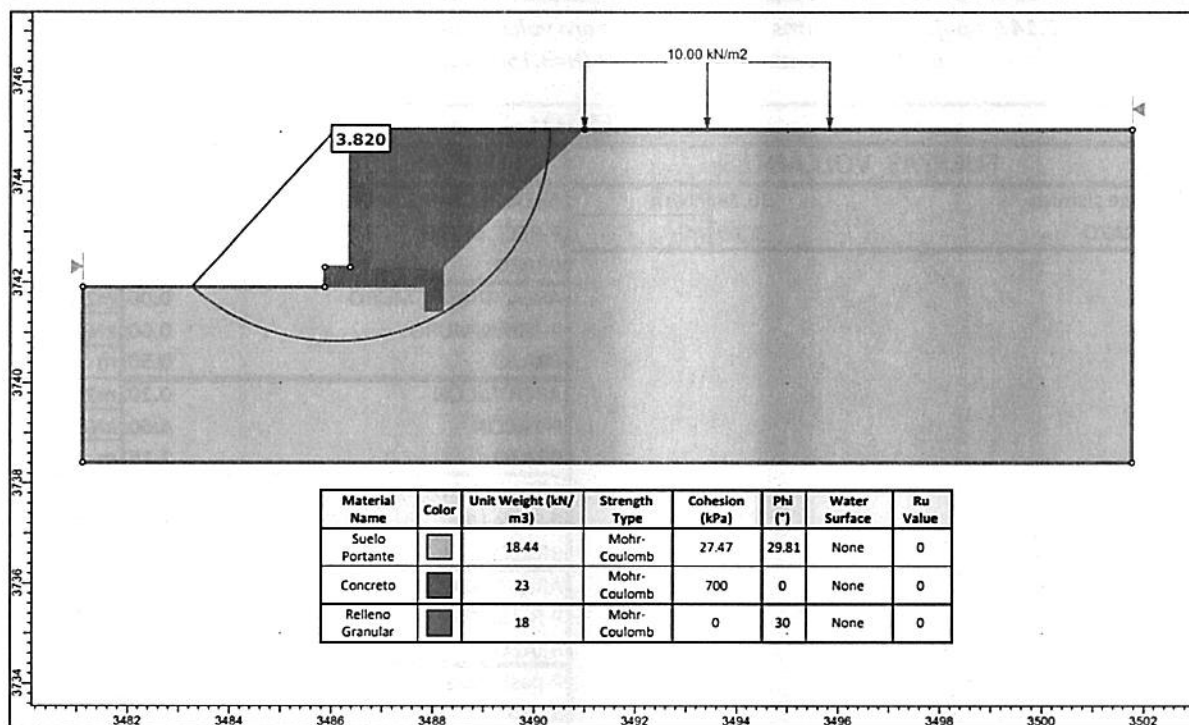


Figura 7.37 Factor de seguridad por estabilidad global caso estático. Comuna 18, punto 9 H=3.15m

Los resultados de la modelación que incluyen los efectos sísmicos son los siguientes:

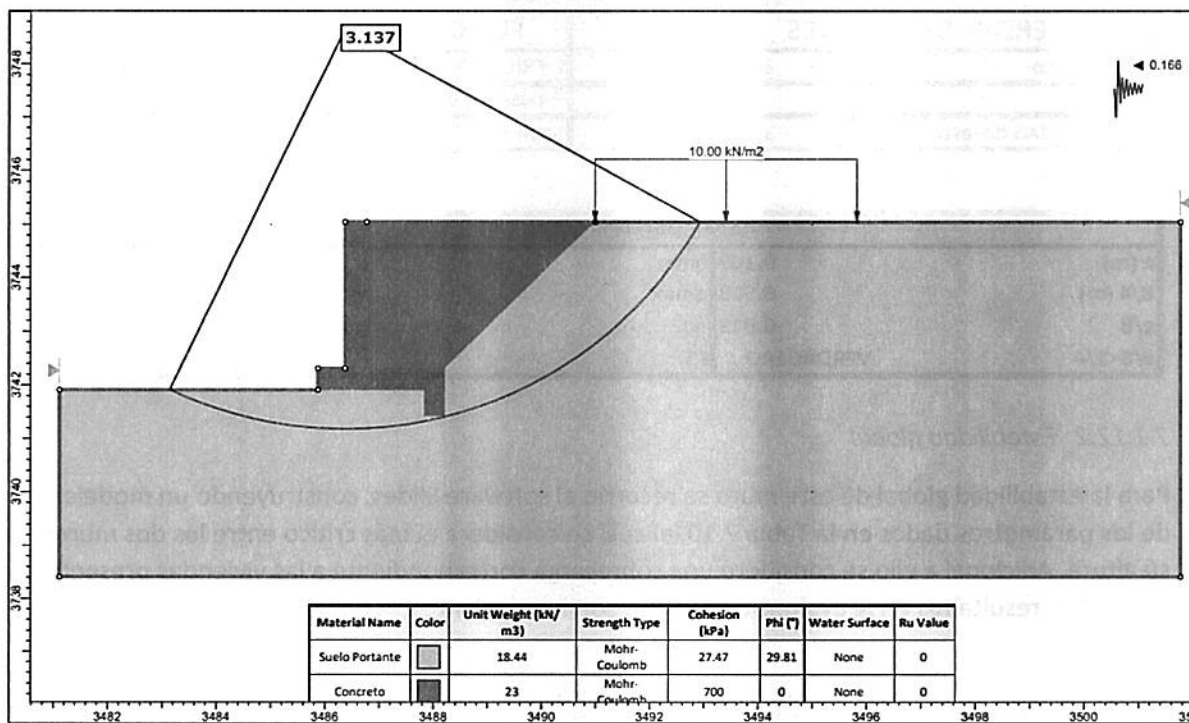


Figura 7.38 Factor de seguridad por estabilidad global caso pseudoestático. Comuna 18, punto 9 H=3.15m

7.1.12.3 *Diseño estructural muro de contención $H=4.8m$*

El diseño de muro se realiza en hojas de cálculo independientes, donde se chequea el refuerzo y factores de seguridad según le CCPD-14.

DATOS DE GEOMETRIA		PROPIEDADES	
H Voladizo(H1):	2.20 m	yrelleno:	18.4 KN/m3
L Talón (B1+B2):	1.50 m	y suelo:	29.8 KN/m3
L pie (B3)	0.50 m	y concreto:	24.0 KN/m3
H zarpa(H2):	0.40 m	Ka:	0.3
e muro superior:	0.40 m	P:	14.4 KN/m2
e muro inferior:	0.40 m	α adm:	343.0 KN/m2
L Ancho:	1.00 m	Fy :	420.0 MPa
H Total:	2.60 m	f'c :	28.0 MPa
H relleno sobre pie	0.00 m	W:	11.1 KN/m2
LLAVE O DIENTE		Kp:	3.33
B5	0.40 m	Kae	0.45
B6	0.40 m	Aa	0.30
H3	0.40 m	φ	30°
Area	0.16 m2	β	0°
		Kh	0.16

1. CHEQUEO A VOLCAMIENTO

1.1 ESTATICO			
Item	Peso (KN)	Brazo (m)	M (KN-m)
Fuerzas estabilizadoras			
Peso vastago	21.12	0.70	14.78
Peso zarpa:	19.20	1.00	19.20
Diente:	3.84	1.80	6.91
Terreno:	44.62	1.45	64.71
Terreno superior:	0.00	1.63	0.00
Sobrecarga	12.17	1.45	17.65
TOTAL	100.96		123.25
Fuerzas de empujes			
Empuje terreno:	18.70	0.87	16.21
Empuje sobrecarga:	8.63	1.30	11.22
Empuje pasivo:	19.67	0.53	10.50
TOTAL	47.00		27.42

$$f.s. = \frac{M_e}{M_v}$$

4.49

CUMPLE



1.2 CONDICION SISMICA

Item	Peso (KN)	Brazo (m)	M (KN-m)	W' Aa/2	Hi	Mi
Fuerzas estabilizadoras						
Peso vasiago	21.12	0.70	14.78	3.17	1.10	3.48
Peso zarpa:	19.20	1.00	19.20	2.88	0.20	0.58
Diente:	3.84	1.80	6.91	0.58	0.00	0.00
Terreno:	44.62	1.45	64.71	6.69	1.30	8.70
Terreno superior:	0.00	1.63	0.00	0.00	2.60	0.00
TOTAL	88.78	Mr	105.60	13.32	Mi	12.76
Fuerzas de empujes						
Empuje sísmico:	28.05					
Empuje terreno:	18.70	0.87	16.21			
$\Delta E = E_s - E_t$	9.35	1.73	16.21			
TOTAL		Mae	32.41			

$$f.s. = \frac{M_r}{M_{ae} + M_t} \times 1.33$$

3.11	CUMPLE
------	--------

2. CHEQUEO A DESLIZAMIENTO

2.1 ESTATICO

$$f.s. = \frac{W \tan(\phi) + E_p}{E}$$

2.84	CUMPLE
------	--------

2.2 CONDICION SISMICA

$$f.s. = \frac{W_s \tan(\phi) + E_p}{(E_{ae} + F_t)} \times 1.33$$

2.28	CUMPLE
------	--------

3. PRESIONES SOBRE EL TERRENO

3.1 ESTATICO

ΣMo	95.63 KN-m
ΣFV	100.96 KN
R_s	0.95 m
E_x	0.05 m
σ_{max}	58.2 KN/m ²
σ_{min}	42.8 KN/m ²
	CUMPLE
	CUMPLE



3.2 CONDICION SISMICA

$$R_s = \frac{M_r - (M_{ae} + M_t) / 1.33}{W_s}$$

Mr	105.60 KN-m
Ws	88.78 KN
Mae	32.41 KN-m
Mt	12.76 KN-m
Rs	0.81 m
Ex	0.19 m
amax	70.1 KN/m2
amin	18.7 KN/m2
	CUMPLE
	CUMPLE

B/6: 0.33 m

Si la resultante está fuera del tercio medio corregir según A.3.12.1 Grupo VII

$$\sigma_{cor} = \frac{W_s}{R_s * 3} * 2$$

amaxcor	73.4 KN/m2
amincor	0.0 KN/m2
	CUMPLE
	CUMPLE

B/4: 0.50 m

4. DISEÑO DEL MURO

COMBINACIONES DE DISEÑO

- A-1 1.3(D+1.67L+1.3E)
- A-2 1.3(0.75D+1.67L+1.3E)
- A-3 1.0(D+L+1.0EQ)
- A-4 1.0(0.75D+L+1.0EQ)

4.1 DISEÑO DEL VASTAGO

4.1.1 CORTANTE

Empuje terreno:	13.39 KN
Empuje sobrecarga:	7.30 KN
Empuje de diseño	38.48 KN
fact	116.6 KN/m2
acon	753.8 KN/m2
	CUMPLE

4.1.3 ARMADURA TRANSVERSAL

amin	0.0020
As	660.00 mm2
N° Barra	5
Cantidad	3.32
Sep	30 cm

4.1.2 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal	
Mact	17.85 KN-m
Md	30.20 KN-m
d	0.33 m
K	277.3 KN/m2
p	0.00074
As	243.71 mm2
N° Barra	4
Cantidad	1.89
Sep	53 cm
amin	0.0018
As	594.00 mm2
N° Barra	5
Cantidad	3
Sep para Asmin	34 cm



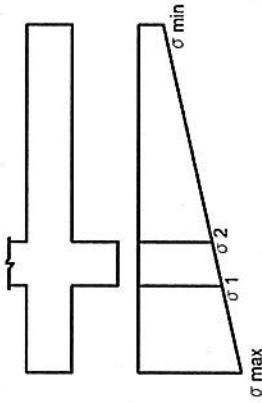
4.1.4 CONDICIÓN SISMICA

Empuje sísmico:	20.08 KN
Empuje de diseño	20.08 KN
δ_{act}	60.9 KN/m ²
δ_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

4.1.6 ARMADURA TRANSVERSAL

ρ_{min}	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	3.32
Sep	30 cm

4.2 DISEÑO ZARPA



4.1.5 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal	
Mact	19.63 KN-m
Md	19.63 KN-m
d	0.33 m
K	180.3 KN/m ²
p	0.00048
As	158.08 mm ²
N° Barra	6
Cantidad	1
Sep	180 cm
ρ_{min}	0.0018
As	594.00 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	3
Sep	34 cm

4.2.1. CORTANTE

Pile	
σ_{max}	58.2 KN/m ²
σ_1	54.3 KN/m ²
Rsv	28.12 KN
Rsvd	47.53 KN
δ_{act}	144.0 KN/m ²
δ_{con}	753.8 KN/m ²
	CUMPLE

4.2.3 ARMADURA TRANSVERSAL

ρ_{min}	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	5.12
Sep	20 cm

4.2.2 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal tabón	
Mact	8.93 KN-m
Md	15.09 KN-m
d	0.33 m
K	138.5 KN/m ²
p	0.0004
As	121.34 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	0.94
Sep	106 cm
ρ_{min}	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	5.12
Sep	20 cm

Armadura longitudinal pile	
Mact	5.91 KN-m
Md	9.99 KN-m
d	0.33 m
K	91.7 KN/m ²
p	0.0002
As	80.26 mm ²
N° Barra	5
Cantidad	0.40
Sep	248 cm
ρ_{min}	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	5.12
Sep	20 cm



4.2.4 CONDICIÓN SISMICA

Pie	
omax	70.1 KN/m ²
o1	57.3 KN/m ²
Rev	31.84 KN
fact	96.5 KN/m ²
acon	753.8 KN/m ²
CUMPLE	

Taldn	
o2	47.0 KN/m ²
omn	16.7 KN/m ²
Rev	8.53 KN
fact	24.4 KN/m ²
acon	753.8 KN/m ²
CUMPLE	

4.2.5 FLEXIÓN VERTICAL

Armadura longitudinal tabn	
Mact	12.82 KN-m
Md	12.82 KN-m
d	0.33 m
K	117.7 KN/m ²
p	0.0003
As	103.07 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	0.80
Sep	125 cm
prtn	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	5.12
Sep	20 cm

Armadura longitudinal pie	
Mact	7.03 KN-m
Md	7.03 KN-m
d	0.33 m
K	64.5 KN/m ²
p	0.0002
As	56.43 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	0.44
Sep	229 cm
prtn	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	5.12
Sep	20 cm

4.2.6 ARMADURA TRANSVERSAL

prtn	0.0020
As	660.00 mm ²
N° Barra	4
Cantidad	5.12
Sep	20 cm

7.1.12.4 Diseño estructural placas de paso/ingreso viviendas

El diseño de losa se verifica espesor de losa mínimo para tramo en voladizo de acuerdo con la Tabla 7.15.

Lo geometría tipo de las losas será la siguiente:

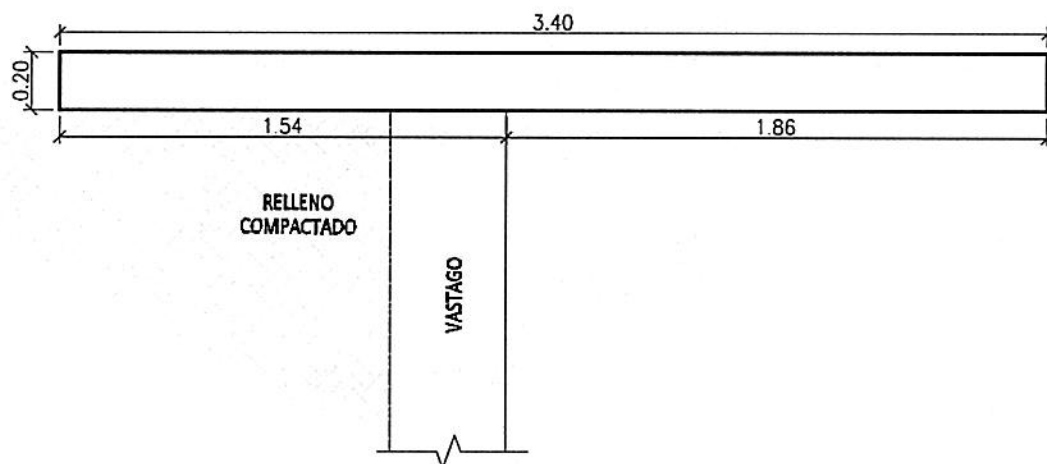


Figura 7.39 Corte esquemático losas. Comuna 18, Punto 12

Tabla 7.15 Espesor mínimo de losa voladizo – NSR 10

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS: Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

Voladizo 1.86 metros $\ell/10 = 1.86/10 = 18.6\text{m}$ se aproxima a 20 centímetros

Se realiza el chequeo de deflexiones máximas permitidas para una losa en voladizo en hoja de cálculo, donde se revisa el refuerzo mínimo que se deberá colocar en la placa. En el plano perfil muro 9 del anexo C se encuentran los detalles en planta y perfil de estas losas.

Tabla 7.16 Chequeo de deflexiones y refuerzo mínimo a momento positivo

<u>CARGAS</u>			
<u>-Muerta:</u>			
Por m ² :	1.10 KN/m ²	Aferencia:	1.00 m
por m lineal:	0.00 KN/m		
Factor de mayoración (U_M):	1		
<u>Muerta total:</u>	1.10 KN/m	<u>Muerta mayorada:</u>	1.10 KN/m
<u>-Viva:</u>			
Por m ² :	3.00 KN/m ²	Aferencia:	1.00 m
por m lineal:	0.00 KN/m		
Factor de mayoración (U_L):	1		
<u>Viva total:</u>	3.00 KN/m	<u>Viva mayorada:</u>	3.00 KN/m
<u>PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA</u>		<u>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</u>	
L:	1.84 m	f _c :	21 MPa
b:	1.00 m	E _c :	21538 MPa
h:	0.200 m	F _y :	420 MPa
I _g :	6.67E-04 m ⁴	E:	200000 MPa
<u>SOLICITACIONES</u>			
<u>-Momentos negativos</u>			
$M_{u-CM} =$	1.86 KN-m	$M_{u-CV} =$	5.08 KN-m
<u>CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA EFECTIVO</u>			
f _r :	2.84 MPa	I _e :	6.67E-04 m ⁴
M _{cr} :	18.94 KN-m		
M _a :	6.94 KN-m		
I _{cr (vigas)} :	3.33E-04 m ⁴		

DEFLEXIONES ADICIONALES A LARGO PLAZO

-Coeficiente de efectos a largo plazo, ζ

5 años o mas entonces $\zeta_{CM} = 2.0$
 $\zeta_{CV} = 1.0$

-Cuantía del refuerzo a compresión en el centro de la luz, ρ'

refuerzo	Nº	Cantidad	Nº	Cantidad
CL a comp	3	6.00	0	0

$\rho' = 0.002506$

$\lambda_{CM} = \frac{\zeta}{1+50\rho'} = 1.78$ $\lambda_{CV} = \frac{\zeta}{1+50\rho'} = 1.00$

CALCULO DE DEFLEXIONES

$\delta_{max CM} = 0.00011 \text{ m}$ $\delta_{max CV} = 0.00030 \text{ m}$

La deflexión total considerando deflexiones adicionales a largo plazo es:

$\delta_{Total D+L} = 0.00049 \text{ m}$ $\delta_{Total L} = 0.00030 \text{ m}$

DEFLEXIONES PERMITIDAS SEGÚN LA NSR-10 TABLA C9-5(b)

Cubiertas o losas que soportan o están unidos a elementos no estructurales que no puedan ser dañados debido a deflexiones grandes

Nota:

No debe ser mayor que la tolerancia de los elementos no estructurales. El límite puede ser excedido si se provee una contraflecha tal que la deflexión total menos la contraflecha no exceda el límite

$\delta_{admisible} = 0.00767 \text{ m}$

CHEQUEO DE DEFLEXIONES

$\delta_{Total} < \delta_{admisible}$

CUMPLE

ESCALERA #12

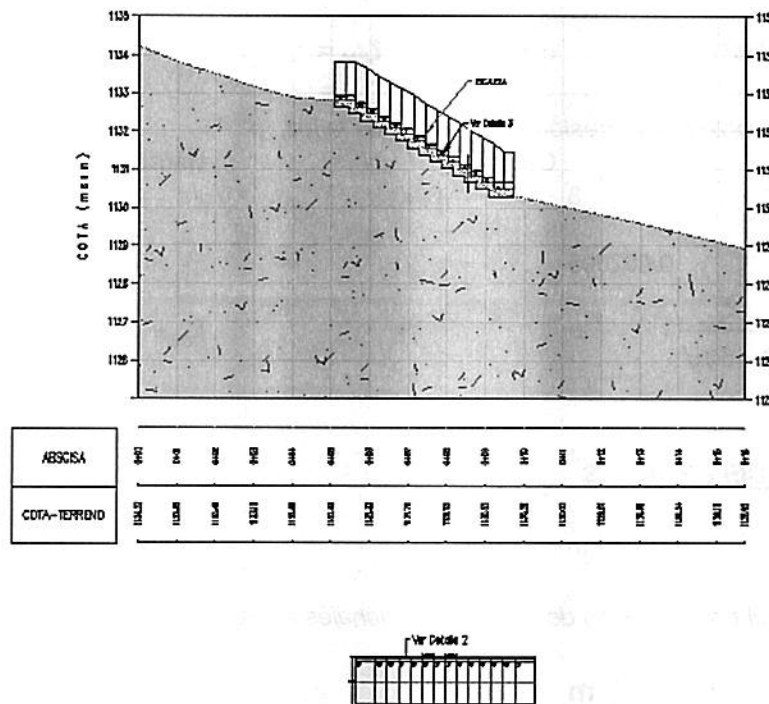


Figura 7.40 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera

ESCALERA #12

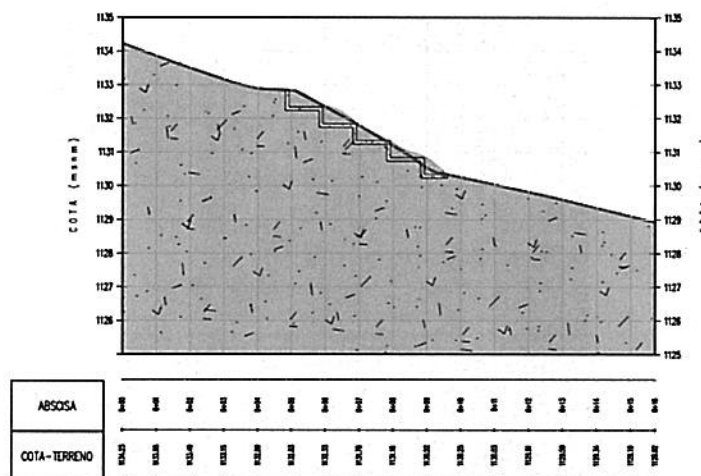


Figura 7.41 Perfil longitudinal del canal

7.1.13 Sitio 13

En el sitio ubicado en la calle 2 con 94c oeste, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, correspondiente a un muro en gaviones fallado, el cual está parcialmente cubierto por vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que ha habido deslizamientos recientes en la zona. La Figura 7.40 ilustra el estado actual de las escaleras en el sitio y la Figura 7.43 detalla el estado actual del muro en gaviones existente en la zona, como se logra observar, ya se encuentra deteriorado y no cumple ninguna funcionalidad.

Esta consultoría propone el diseño de un muro de contención tipo muro en gaviones, con el objeto de reemplazar el muro ya existente, y adicionalmente, rediseñar las escaleras ya existentes ya que no cumplen con distancias apropiadas y están desniveladas y/o dañadas con su sistema de canaletas. En las Figura 7.44 y Figura 7.45, el diseño propuesta de las escaleras. Para la estabilización del terreno se propone la construcción de un muro en gaviones cuyas verificaciones geotécnicas en cuanto a estabilidad se ilustran en la Tabla 7.17. Por otro lado, la ubicación en planta de las estructuras se ubica en la Figura 7.47. La recopilación exhaustiva de los pormenores y demás informes se consolidan y detallan de manera integral en el Anexo C (C18-S13-01 al C18-S13-06), específicamente en la sección designada para los Diseños. En este anexo, se despliega una amplia gama de datos, análisis y representaciones gráficas que ofrecen una visión completa y detallada de los elementos fundamentales relacionados con los diseños contemplados en el proyecto. Cada detalle y análisis significativo relacionado con los diseños se encuentra meticulosamente organizado en la carpeta de anexos destinadas para este informe, consolidando así un recurso valioso para los interesados en explorar y comprender en profundidad los aspectos técnicos y conceptuales involucrados en el proceso de diseño. Además, el Anexo C sirve como un punto de referencia esencial para consultas futuras, ofreciendo una

fuentes de información confiable y detallada en la que los usuarios pueden confiar para obtener una perspectiva completa de los diseños abordados en el contexto del proyecto o investigación.



Figura 7.42 Panorama actual de las escaleras del sitio 13



Figura 7.43 Panorama actual del muro en gaviones del sitio

ESCALERA #13

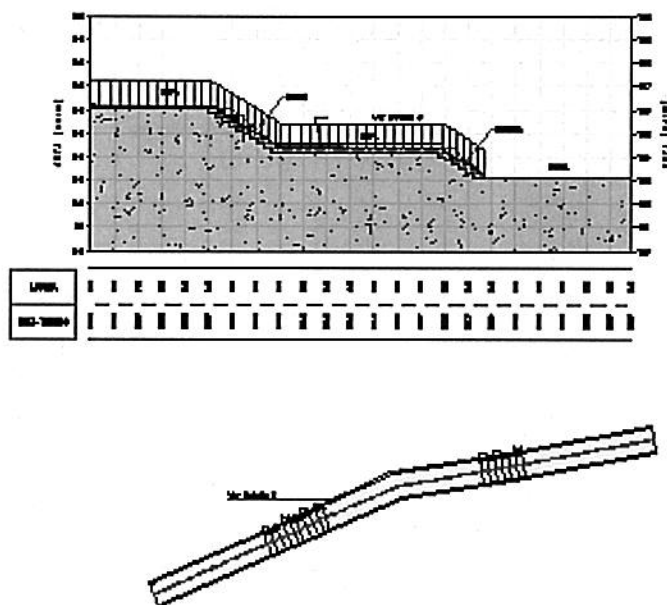


Figura 7.44 Perfil Longitudinal y escalinata en planta

CANAL #13

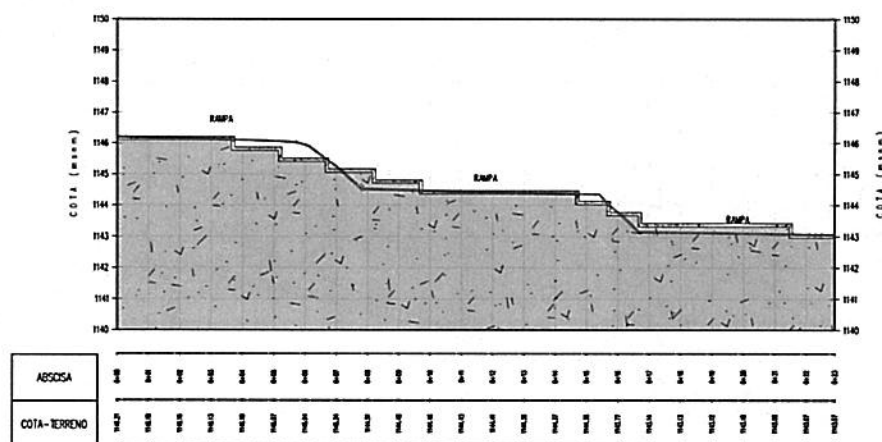


Figura 7.45 Perfil Longitudinal de canal

7.1.13.1 Muro en gaviones

La sección más crítica del muro se presenta en la Figura 7.46 y los parámetros geotécnicos junto con las dimensiones se presentan en la Tabla 7.17. La composición del muro corresponde a una sección constante de 2 columnas de gaviones, la primera de 2 gaviones de 1x1x1m y la segunda de dos gaviones iguales a los anteriores más un gavión de 1x1x0.5m, siendo 0.5m la altura del gavión.

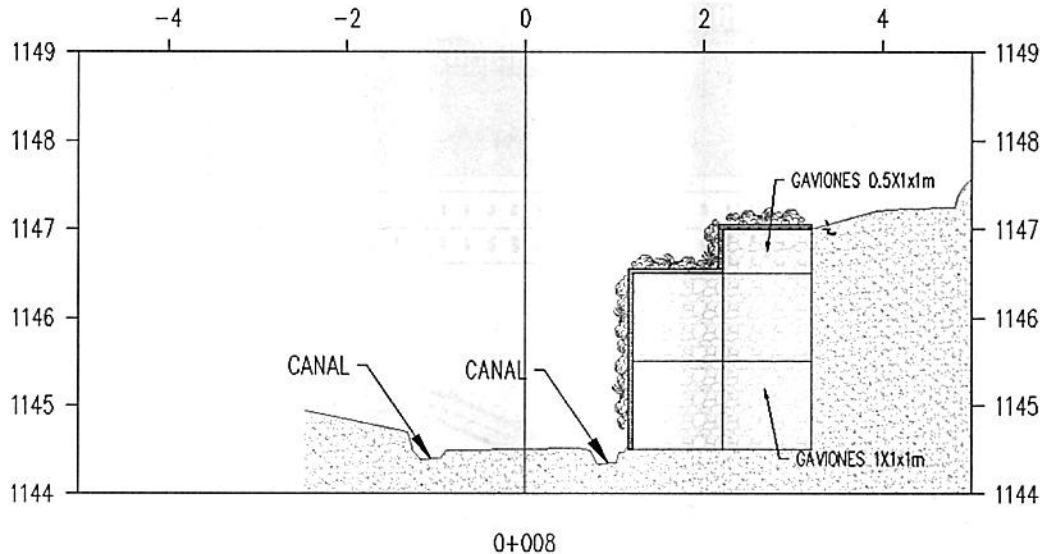


Figura 7.46 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 13 (H=2.5m)

En la siguiente imagen se observa la implantación de los gaviones en el punto de interés.

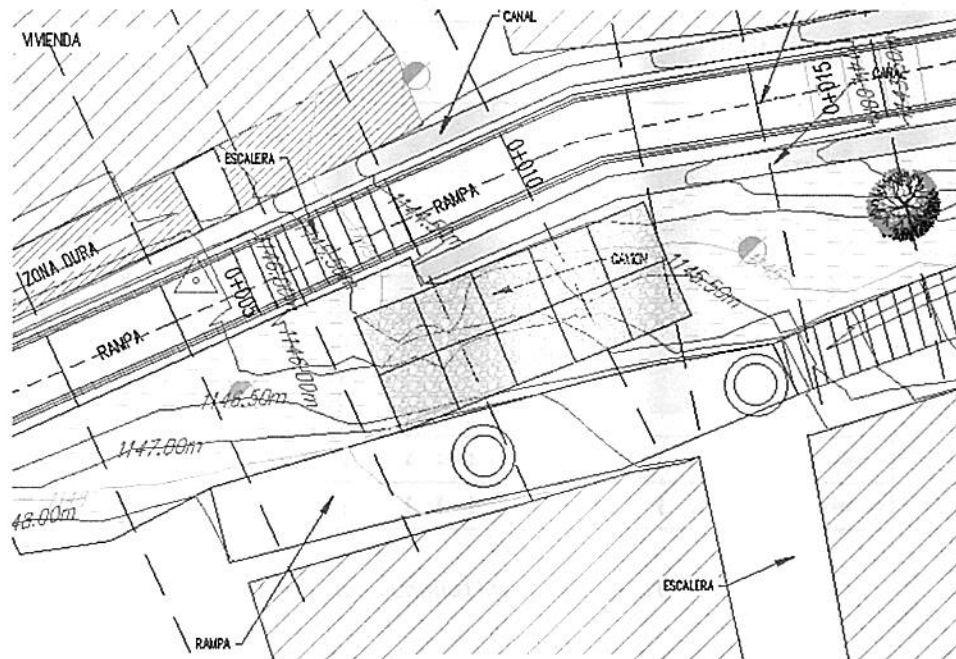


Figura 7.47 Zona de implantación de los gaviones comuna 18, punto 13. H=2.5m

Tabla 7.17 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 13 (H=2.5)

EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MURO EN GAVIONES COMUNA 18, PUNTO 13 CALI, H=2.5m			
Datos de entrada			
yt	1.91		Ton/m3
H	2.50		m
h	0.00		m
B	2.00		m
ϕ	29.75	0.52	°/rad
C	3.80		ton/m2
θ	90.00	1.57	°/rad
β	15.00	0.26	°/rad
Wcasa	1.00		Ton/m2
δ	22.31	0.39	°/rad
q	0.94		Ton/m
Empujes		Fuerzas resistentes	
Ka	0.375	ygavion	2 Ton/m3
Kp	18.173	W Gaviones columna 2	5 Ton
Ea	3.176 Ton/m	W Gaviones columna 1	4 Ton
Ep	0.000 Ton/m		

A partir de estos parámetros se realizan las verificaciones de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante, además de la excentricidad del muro para el caso estático y el pseudoestático, como se muestra en las Tabla 7.18 y Tabla 7.19

Tabla 7.18 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 13 H=2.5m

Evaluación estática						
Reacciones						
Ev	1.21	Ton/m				
Rv	10.21	Ton/m				
Eh	2.94	Ton/m				
Ff	5.83	Ton/m				
Ff con cohesión	11.53	Ton/m				
Deslizamiento		Volcamiento				
FS	1.99	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
FS	3.93	W1	5.00	1.50	7.50	Ton*m
		W2	4.00	0.50	2.00	Ton*m
		Ev	1.21	2.00	2.41	Ton*m
		Ep	0.00	0.00	0.00	Ton*m
		Eh	2.94	0.83	2.45	Ton*m
		FSv			4.87	
		e/B			0.04	
Capacidad portante						
qu	153.52	Ton/m2				
qadm	51.17	Ton/m2				
e	0.07	m				
$\sigma_{\max}$	6.22	Ton/m2				
	FScp				24.69	

Tabla 7.19 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 13 H=2.5m

Evaluación Pseudoestática						
Deslizamiento			Volcamiento			
kv	0.06	NSR-10	Fuerza	Valor	Brazo	Momento
kh	0.17	NSR-10	W1	5.00	1.50	7.50 Ton*m
ψ	0.17	rad	W2	4.00	0.50	2.00 Ton*m
Kae	0.65		Ev	1.74	2.00	3.48 Ton*m
Kpe	18.17		Ep	0.00	0.00	0.00 Ton*m
Ea	4.59		Eh	4.24	1.50	6.36 Ton*m
Ep	0.00					FSv
Ev	1.74					e/B
Rv	10.74					
Eh	4.24					
Ff	6.14					
FS	1.45					
Ff2	11.84	Con cohesión				
FS	2.79					

Capacidad portante	
qu	153.52 Ton/m2
qadm	51.17 Ton/m2
e	0.38 m
$\sigma_{máx}$	11.55 Ton/m2

FS _{cp}	13.29
------------------	-------

7.1.14 Sitio 14

En el sitio ubicado en la carrera 94c oeste y calle 2 oeste y calle 2C, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, el cual está parcialmente cubierto por vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que no ha habido deslizamientos recientes en la zona (véase la Figura 7.48). Los detalles de diseño están consignados en el anexo C del informe (C18-S13-01 al C18-S13-06).

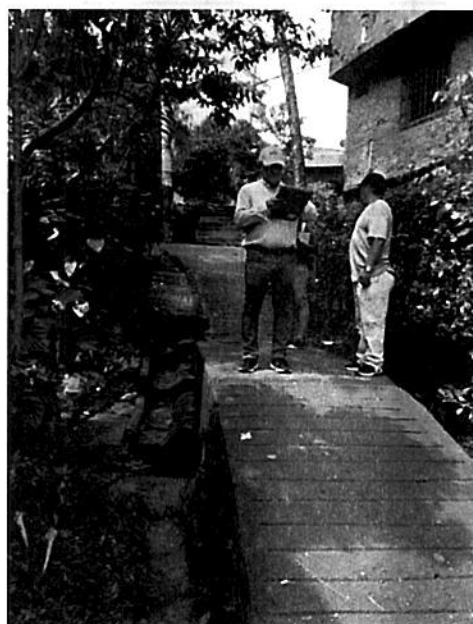


Figura 7.48 Panorama actual del sitio

Esta consultoría propone el diseño de un muro de contención tipo Cantiléver y adicionalmente se hace un diseño a las escaleras ya existente ya que no cumplen con distancias apropiadas y están desniveladas y/o dañadas con su sistema de canaletas. Las Figura 7.49 y la Figura 7.50 detallan los diseños de la escalera y del canal propuesto por esta consultoría.

ESCALERA #14

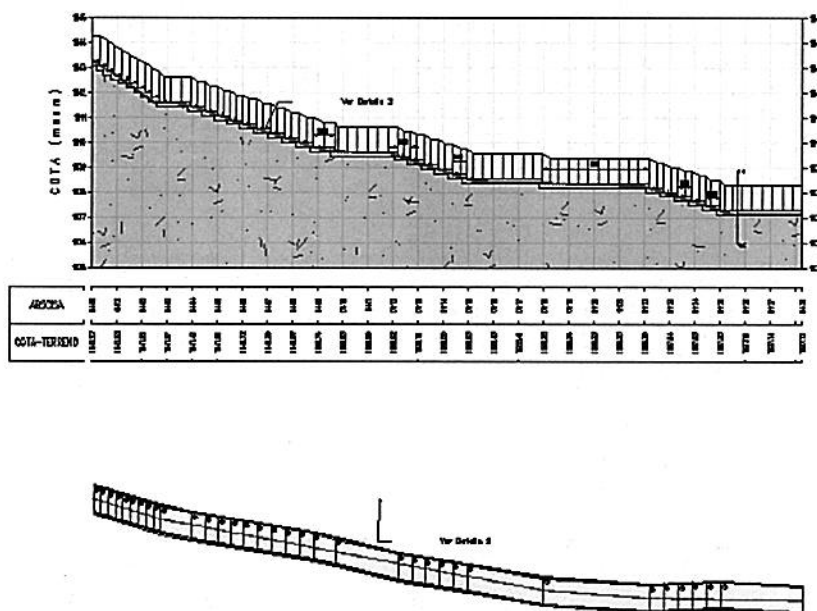
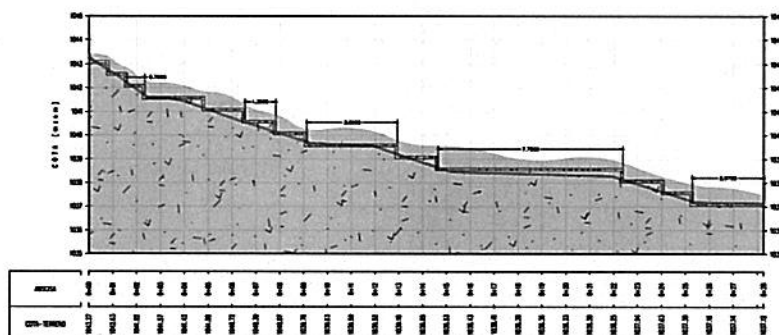


Figura 7.49 Perfil y vista en planta del diseño geométrico de la escalera

CANAL #14



7.1.14.1 Muro en gaviones

La sección más crítica del muro (k+002) se presenta en la Figura 7.51 y los parámetros geotécnicos junto con las dimensiones respectivas, en la Tabla 7.20. La composición del muro corresponde a una sección variable de 2 columnas de gaviones con las medidas indicadas en las figuras Figura 7.51 y Figura 7.52.

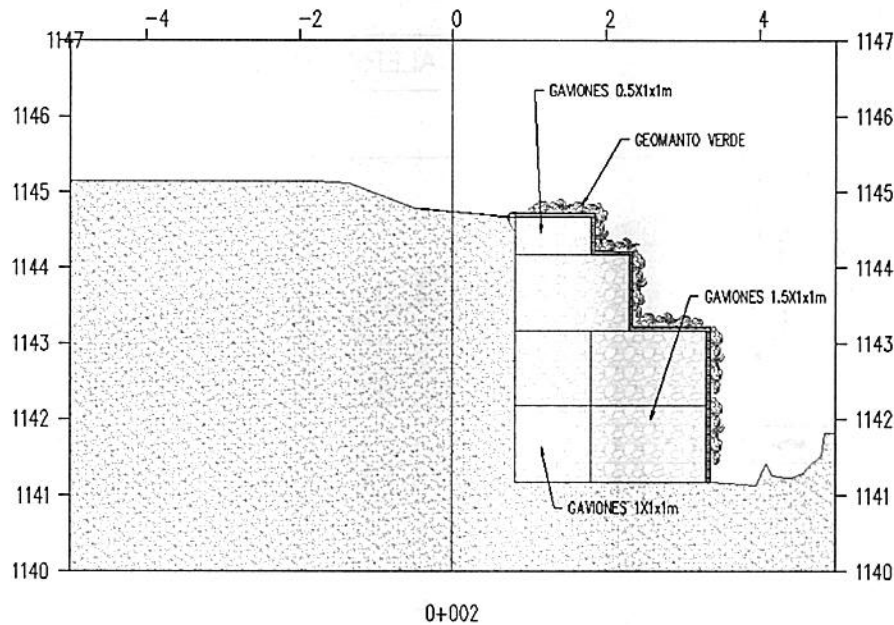


Figura 7.51 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 14. K+002

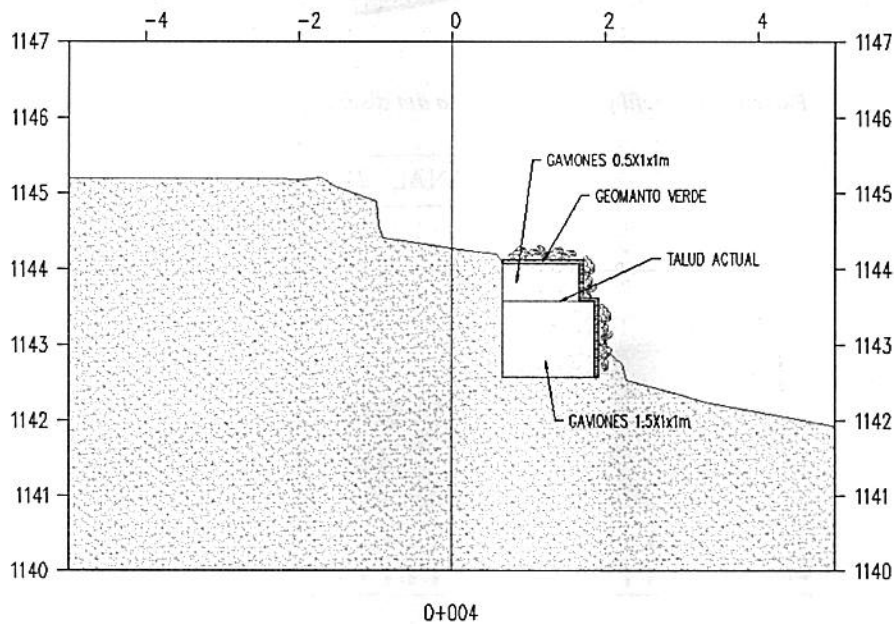


Figura 7.52 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 14. K+004

En la siguiente imagen se observa la implantación de los gaviones en el punto de interés.

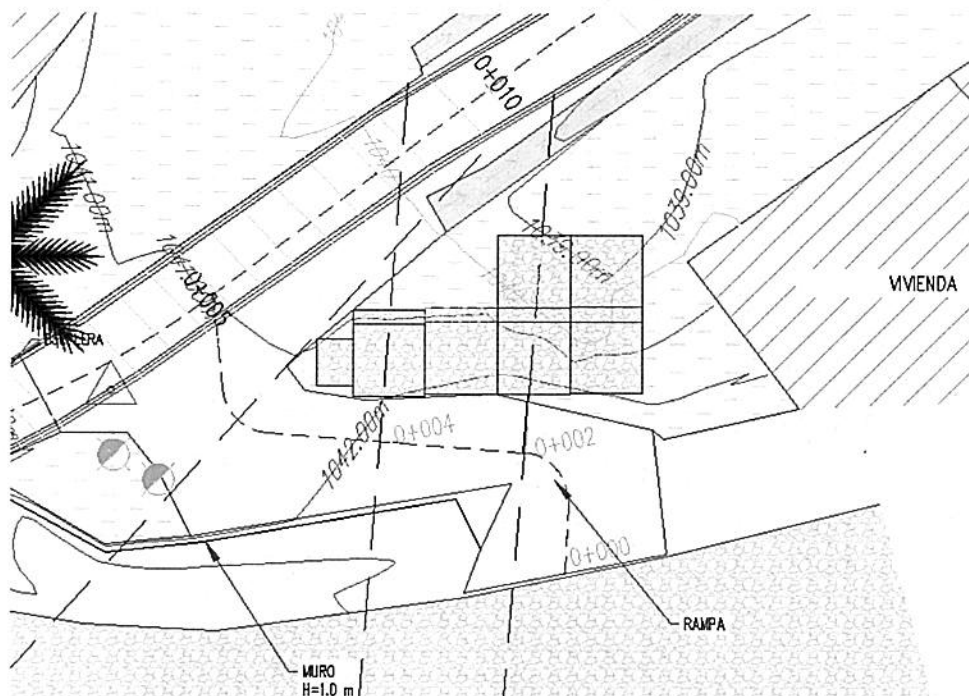


Figura 7.53 Zona de implantación muro en gavión, comuna 18 punto 15 H=3.5m

Tabla 7.20 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 14 (H=3.5m)

EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MURO EN GAVIONES COMUNA 18, PUNTO 14 CALI, H=3.5m				
Datos de entrada				
yt	1.91			Ton/m3
H	3.50			m
h	0.00			m
B	2.20			m
φ	29.75	0.52		°/rad
C	3.80			ton/m2
θ	90.00	1.57		°/rad
β	5.00	0.09		°/rad
Wcasa	0.00			Ton/m2
δ	22.31	0.39		°/rad
q	0.00			Ton/m
Empujes			Fuerzas resistentes	
Ka	0.319		ygavion	2 Ton/m3
Kp	8.958		W Gaviones columna 2	10 Ton
Ea	3.730	Ton/m	W Gaviones columna 1	3 Ton
Ep	0.000	Ton/m	W3	1 Ton

A partir de estos parámetros se realizan las verificaciones de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante, además de la excentricidad del muro para el caso estático y el pseudoestático, como se muestra en las Tabla 7.21 y Tabla 7.22

Tabla 7.21 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 14 H=3.5m

Evaluación estática					
		Reacciones			
		Ev	1.42	Ton/m	
		Rv	14.42	Ton/m	
		Eh	3.45	Ton/m	
		Ff	8.24	Ton/m	
		Ff con cohesión	14.51	Ton/m	

Deslizamiento		Volcamiento				
FS	2.39	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
FS	4.20	Con cohesión	W1	10.00	1.25	12.50 Ton*m
			W2	3.00	1.75	5.25 Ton*m
			W3	1.00	1.50	1.50 Ton*m
			Ev	1.42	2.20	
			Ep	0.00	0.00	0.00 Ton*m
			Eh	3.45	1.17	4.03 Ton*m
				FSv		4.78
				e/B		0.02
		Capacidad portante				
		qu	157.64	Ton/m2		
		qadm	52.55	Ton/m2		
		e	0.04	m		
		σmáx	7.34	Ton/m2		
			FScp		21.48	

Tabla 7.22 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 14 H=3.5m

Evaluación Pseudoestática					
Deslizamiento		Volcamiento			
kv	0.06 NSR-10	Fuerza	Valor	Brazo	Momento
kh	0.17 NSR-10	W1	10.00	1.25	12.50 Ton*m
ψ	0.17 rad	W2	3.00	1.75	5.25 Ton*m
Kae	0.48	Ev	2.02	1.50	3.02 Ton*m
Kpe	8.96	Ep	0.00	0.00	0.00 Ton*m
Ea	5.31	Eh	4.91	2.10	10.32 Ton*m
Ep	0.00			FSv	2.01
Ev	2.02			e/B	0.18
Rv	15.02				
Eh	4.91				
Ff	8.58				
FS	1.75				
Ff2	14.85				
FS	3.02				
Deslizamiento		Capacidad portante			
		qu	157.64	Ton/m2	
		qadm	52.55	Ton/m2	
		e	0.40	m	
		σmáx	14.34	Ton/m2	
		FScp	10.99		

7.1.15 Sitio 15

La Figura 7.54 ilustra las condiciones actuales del sector en interés. En la Figura 7.55 se evidencia el dimensionamiento y algunas particularidades importantes del diseño del suds en el sitio 15 ubicado en la calle 4 Oeste entre cra 90Bis u cra 93B. En la Figura 7.56 se detalla un perfil isométrico del suds. En el anexo C (C18-S15-01) se detalla los diseños del sitio 15 de la comuna 18.



Figura 7.54 Panorama actual del sector

CÁLCULOS INICIALES

	CANTIDAD	UNIDAD
Volumen tanque requerido	3.2	[m3]
Largo	10.0	[m]
Ancho	1.0	[m]
Alto	0.39	[m]
Área de almacenamiento	10.0	[m2]
Número de Capas AQUACELL que tendrá el tanque	1	[und]
Volumen Bruto	3.9	[m3]
Cantidad de unidades Celda AQUACELL	19	[und]
Volumen neto de agua almacenado	3.5	[m3]
Geomembrana 30 mils		[m2]
Geotextil NT 2500	38.0	[m2]

Página 1

ESQUEMA CELDA Y TANQUE

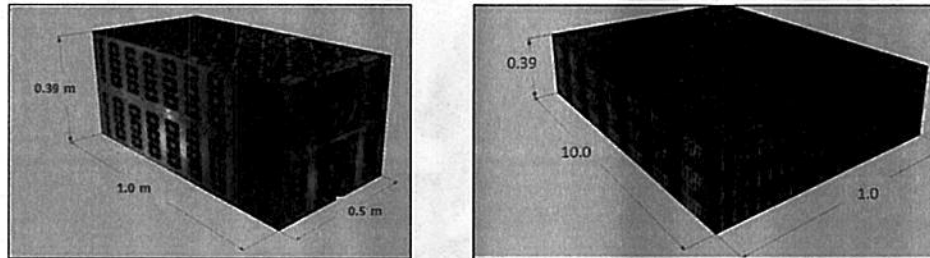


Figura 7.55 Diseño de SUDS

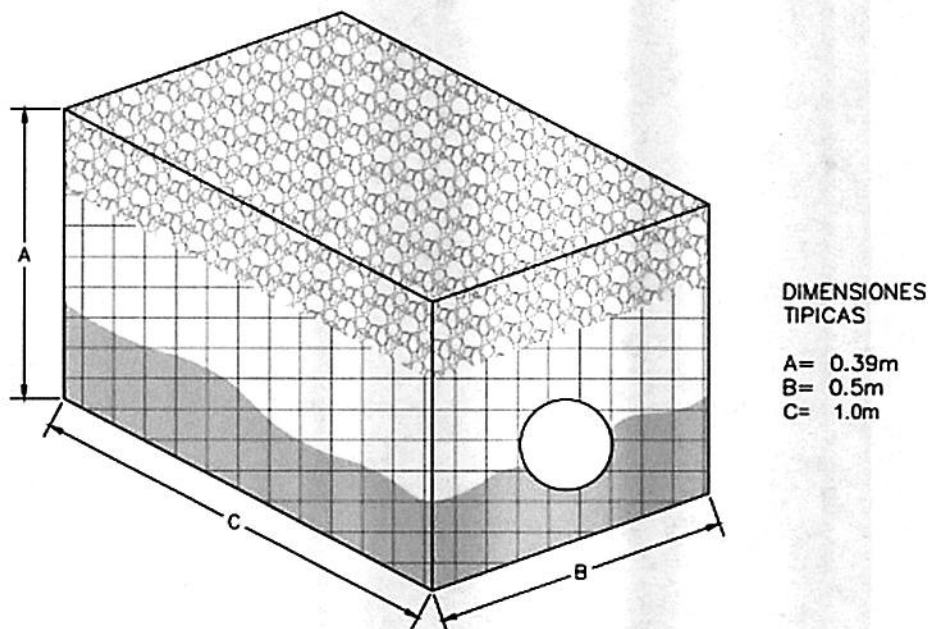


Figura 7.56 Perfil Isométrico

7.1.16 Sitio 16

En el sitio ubicado en la carrera 96 entre calle 2B Oeste en el barrio Alto Polvorines, se evidencia la presencia de un talud inestable con señales de deslizamientos, el cual está parcialmente cubierto por

vegetación en ciertas áreas. Esta situación sugiere que no ha habido deslizamientos recientes en la zona. Esta consultoría propone el diseño de muro en gaviones para la estabilización de la ladera presente en el sector. Los detalles y demás reportes se agrupan en el Anexo C Diseños (C18-S16-01 al C18-S16-02).



Figura 7.57 Panorama actual del sitio

7.1.16.1 Muro en gaviones

Para este punto se diseñaron dos secciones, la primera correspondiente al tramo de k+000 a k+012.5 y otra de k+012.5 a k+018 aproximadamente. Las secciones con las dimensiones se observan en las Figura 7.58 y Figura 7.59 respectivamente. Los parámetros geotécnicos se mantuvieron para las secciones, estos se presentan en las Tabla 7.23 y Tabla 7.24 junto con las dimensiones respectivas.

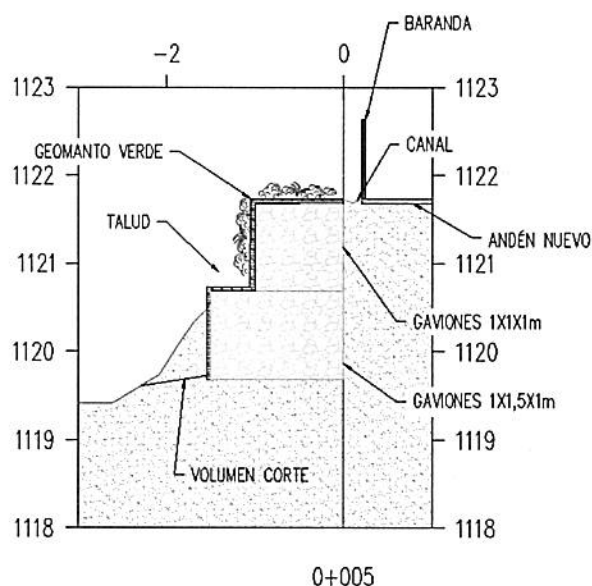


Figura 7.58 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 16, k+005 (H=2m)

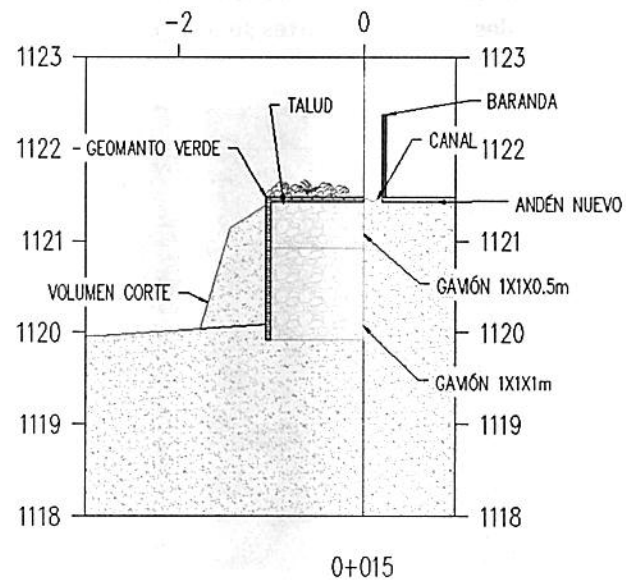


Figura 7.59 Sección muro en gaviones, Comuna 18, Punto 16, k+015 (H=1.5m)

En la siguiente imagen se observa la implantación de los gaviones en el punto de interés.

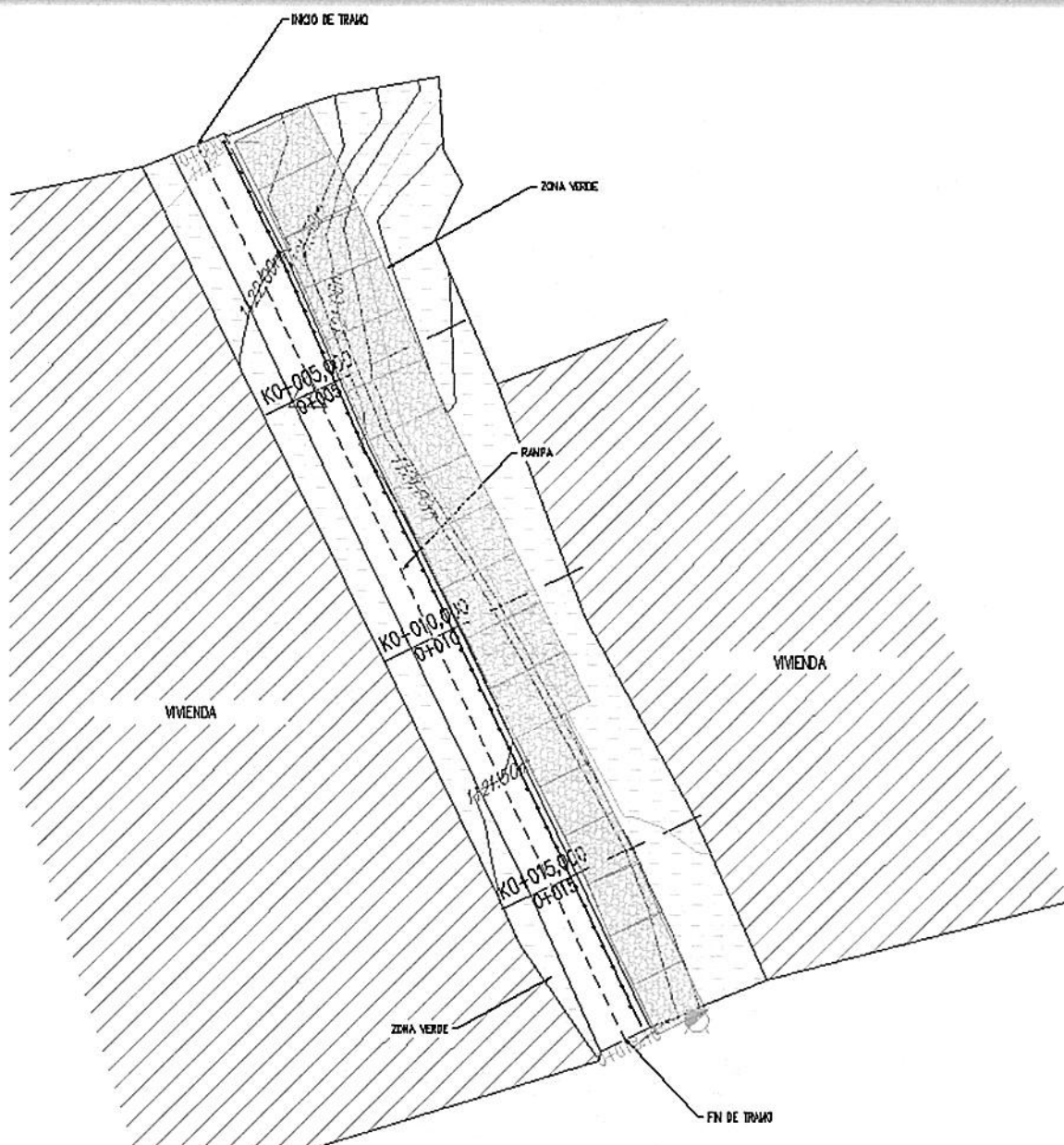


Figura 7.60 Vista en planta comuna 18, punto 16

Y una sección en perfil del muro se observa en la Figura 7.61.

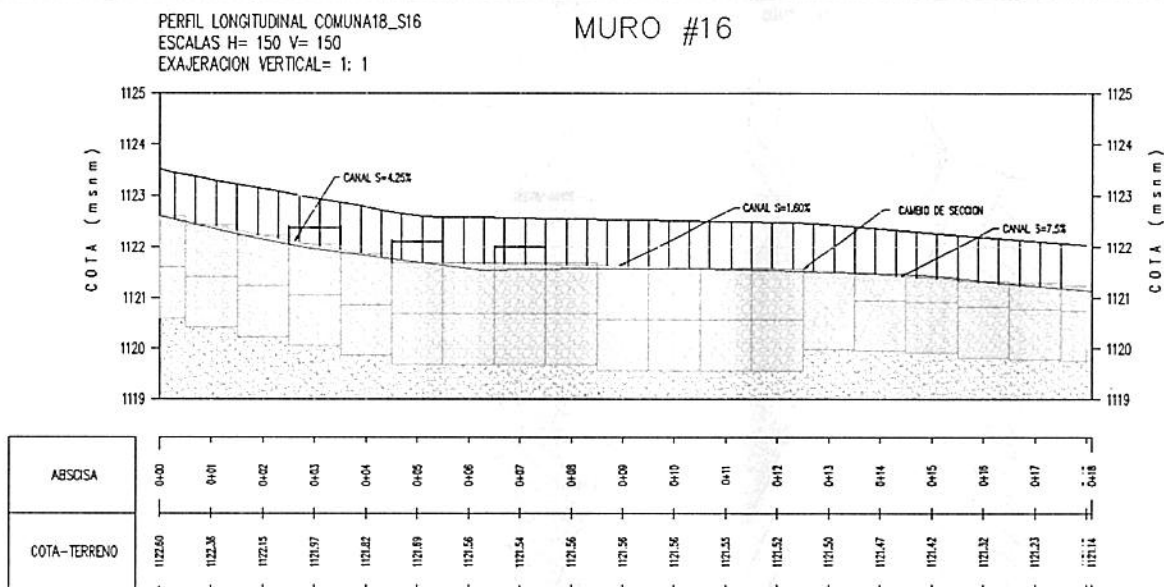


Figura 7.61 Perfil longitudinal comuna 18, punto 16

A partir de estos parámetros se realizan las verificaciones de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante, además de la excentricidad del muro para el caso estático y el pseudoestático, como se muestra en las Tabla 7.25, Tabla 7.26, Tabla 7.27 y Tabla 7.28.

Tabla 7.23 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 10, k+005 (H=2m)

EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MURO EN GAVIONES COMUNA 18, PUNTO 16 K+005 CALI, H=2m				
Datos de entrada				
yt	1.91			Ton/m3
H	2.00			m
h	0.00			m
B	1.50			m
φ	29.75	0.52		*/rad
C	3.80			ton/m2
θ	90.00	1.57		*/rad
β	2.00	0.03		*/rad
Wcasa	0.00			Ton/m2
δ	22.31	0.39		*/rad
q	0.00			Ton/m
Empujes		Fuerzas resistentes		
Ka	0.307	ygavion	2	Ton/m3
Kp	7.481	W Gaviones columna 2	2	Ton
Ea	1.171	W Gaviones columna 1	3	Ton
Ep	0.000			

Tabla 7.24 Parámetros geotécnicos muro en gaviones, comuna 18 punto 16, k+015 (H=1.5m)

EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MURO EN GAVIONES COMUNA 18, PUNTO 16 CALI, H=1.5m				
Datos de entrada				
yt	1.91			Ton/m3
H	1.50			m
h	0.00			m
B	1.00			m
φ	29.75	0.52		°/rad
C	3.80			ton/m2
θ	90.00	1.57		°/rad
β	2.00	0.03		°/rad
Wcasa	0.00			Ton/m2
δ	22.31	0.39		°/rad
q	0.00			Ton/m
Empujes		Fuerzas resistentes		
Ka	0.307	ygavion	2	Ton/m3
Kp	7.481	W Gaviones columna 2	3	Ton
Ea	0.659 Ton/m	W Gaviones columna 1		Ton
Ep	0.000 Ton/m			

Tabla 7.25 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+005

Evaluación estática						
		Reacciones				
		Ev	0.44 Ton/m			
		Rv	5.44 Ton/m			
		Eh	1.08 Ton/m			
		Ff	3.11 Ton/m			
		Ff con cohesión	7.39 Ton/m			
Deslizamiento		Volcamiento				
FS	2.87	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
FS	6.82	Con cohesión	W1	2.00	1.00	2.00 Ton*m
			W2	3.00	0.75	2.25 Ton*m
			Ev	0.44	1.50	0.67 Ton*m
			Ep	0.00	0.00	0.00 Ton*m
			Eh	1.08	0.67	0.72 Ton*m
				FSv	6.81	
				e/B	-0.01	
Capacidad portante						
qu		143.21 Ton/m2				
qadm		47.74 Ton/m2				
e		-0.02 m				
σmáx		3.33 Ton/m2				
				FScp	42.96	

Tabla 7.26 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+005

Evaluación Pseudoestática							
Deslizamiento			Volcamiento				
kv	0.06	NSR-10	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
kh	0.17	NSR-10	W1	2.00	1.00	2.00	Ton*m
ψ	0.17	rad	W2	3.00	0.75	2.25	Ton*m
Kae	0.45		Ev	0.62	1.50	0.93	Ton*m
Kpe	7.48		Ep	0.00	0.00	0.00	Ton*m
Ea	1.63		Eh	1.51	1.20	1.81	Ton*m
Ep	0.00					FSv	2.86
Ev	0.62					e/B	0.10
Rv	5.62						
Eh	1.51						
Ff	3.21						
FS	2.13						
Ff2	7.49	Con cohesión					
FS	4.96						

Capacidad portante	
qu	143.21 Ton/m2
qadm	47.74 Ton/m2
e	0.15 m
$\sigma_{\text{máx}}$	6.01 Ton/m2

FScp	23.84
------	-------

Tabla 7.27 Evaluación estática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+015

Evaluación estática			
Reacciones			
Ev	0.25 Ton/m		
Rv	3.25 Ton/m		
Eh	0.61 Ton/m		
Ff	1.86 Ton/m		
Ff con cohesión	4.71 Ton/m		

Deslizamiento		Volcamiento			
FS	3.05	Fuerza	Valor	Brazo	Momento
FS	7.72	W1	3.00	0.50	1.50 Ton*m
		W2	0.00	0.00	0.00 Ton*m
		Ev	0.25	1.00	0.25 Ton*m
		Ep	0.00	0.00	0.00 Ton*m
		Eh	0.61	0.50	0.30 Ton*m
				FSv	5.74
				e/B	0.06

Capacidad portante	
qu	132.90 Ton/m2
qadm	44.30 Ton/m2
e	0.06 m
$\sigma_{\text{máx}}$	4.33 Ton/m2

FScp	30.71
------	-------

Tabla 7.28 Evaluación pseudoestática de deslizamiento, volcamiento y capacidad portante comuna 18, punto 16 k+015

Evaluación Pseudoestática							
Deslizamiento				Volcamiento			
kv	0.06	NSR-10	Fuerza	Valor	Brazo	Momento	
kh	0.17	NSR-10	W1	3.00	0.50	1.50	Ton*m
ψ	0.17	rad	W2	0.00	0.00	0.00	Ton*m
Kae	0.45		Ev	0.35	1.00	0.35	Ton*m
Kpe	7.48		Ep	0.00	0.00	0.00	Ton*m
Ea	0.92		Eh	0.85	0.90	0.76	Ton*m
Ep	0.00					FSv	2.42
Ev	0.35					e/B	0.18
Rv	3.35						
Eh	0.85						
Ff	1.91						
FS	2.25						
FF2	4.76	Con cohesión					
FS	5.61						

Capacidad portante	
qu	132.90 Ton/m2
qadm	44.30 Ton/m2
e	0.18 m
$\sigma_{\max}$	6.89 Ton/m2

FScp	19.28
------	-------

7.2 COMUNA 19

7.2.1 Sitio 1

Con base en la visita realizada en la comuna 19 en el sector 1, se percibieron inestabilidades locales, con agrietamientos paralelos a la cresta del talud. Estos desplazamientos del terreno presentan un espesor que fluctúa entre 1.0 y 1.5 metros de espesor, paralelo al buzamiento del talud. Este fenómeno, puede generar el desplazamiento del terreno durante lluvias fuertes, ocasionando el taponamiento de la vía (Figura 7.62). Con el fin de que la intervención del terreno sea lo menor posible, en el entendido de evitar movimientos de tierra excesivos, y debido a las limitaciones de espacio, se dimensiono y diseño una malla de acero de alta resistencia, el cual tiene unas características flexibles y altamente resistentes que permiten estabilizar el talud, adicionalmente al no ser una solución rígida brinda otros aspectos en pro, tales como, el paisajismo y el manejo de escorrentías superficiales. A continuación, se evidencia el dimensionamiento de la solución (Figura 7.63).

Los detalles y demás reportes se agrupan en el Anexo C Diseños (C19-S1-01).



Figura 7.62. Talud inestable en la Comuna 19.

Para el diseño se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros de resistencia:

- Angulo de inclinación del talud
- Angulo de fricción del terreno
- Peso unitario del terreno

Es de gran importancia resaltar que la cohesión del terreno a estabilizar se asume igual a 0 kPa ya que el terreno se ha movilizado, condición en la cual llega a la resistencia residual, perdiéndose la cohesión. El diseño final de la malla se ilustra en la figura 3. Las especificaciones técnicas se encuentran consignadas en el plano C9S (número del sitio).

Sección transversal

Ver disposición de los anclajes

Espeor de capa inestable $t = 1.00$ m

Inclinación de los anclajes $\alpha = 55.0$ Grados

Inclinación del talud $\beta = 50$ Grados

Angulo de fricción del terreno (valor característico) $\phi_s = 31.76$ Grados

Densidad del terreno (valor característico) $\gamma_s = 17.42$ kN/m³

Tipo de malla y de placa Spike

TECCO G65/3 - P33

Sobre los anclajes

Variación $a = b$

Distancia horizontal entre anclajes $a = 2.40$ m

Distancia entre anclajes medida sobre la superficie del talud $b = 2.40$ m

GEWI D = 32 mm

Corrosión considerada

valores de dimensionamiento

$\phi_s = 26.3$ Grados

$c_s = 0.0$ kN/m²

$\gamma_s = 17.4$ kN/m³

Control:

Comprobación de la malla Valido (0.77)

Comprobación de los anclajes Valido (0.61)

Figura 7.63. Diseño de Malla de Alta resistencia. Estabilización Talud, comuna 19.

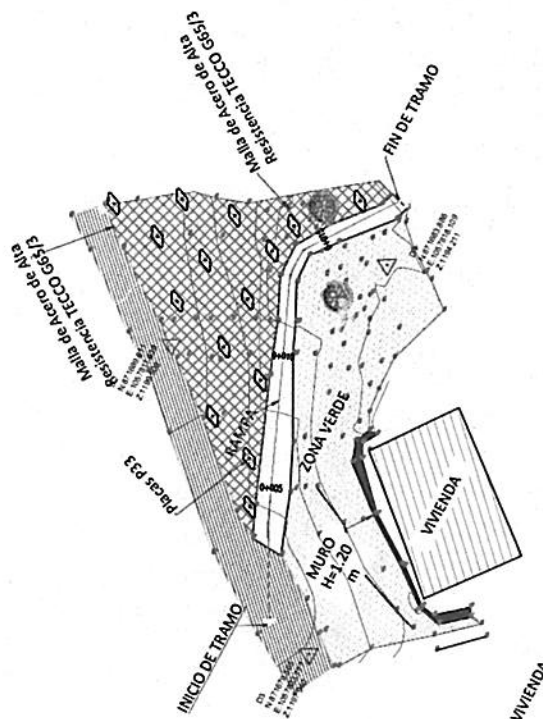


Figura 7.64. Ubicación en planta de Malla de Alta Resistencia.

7.2.2 Sitio 2

En el punto 2 de la comuna 19 se observó un "muro" fabricado a partir de rocas de río en conjunto con una especie de concreto, es decir, un muro artesanal realizado por los habitantes del sector, del mismo

modo que el sitio anteriormente mencionado, no cuenta con las especificaciones mínimas de seguridad requeridas. Por otra parte, se observa un deterioro en el frente del muro y desprendimientos de las rocas inmersas en este como se observa en la Figura 7.65 La recopilación exhaustiva de los pormenores y demás informes se consolidan y detallan de manera integral en el Anexo C (C19-S2-01 al C19-S2-04), específicamente en la sección designada para los Diseños. En este anexo, se despliega una amplia gama de datos, análisis y representaciones gráficas que ofrecen una visión completa y detallada de los elementos fundamentales relacionados con los diseños contemplados en el proyecto. Cada detalle y análisis significativo relacionado con los diseños se encuentra meticulosamente organizado en la carpeta de anexos destinadas para este informe, consolidando así un recurso valioso para los interesados en explorar y comprender en profundidad los aspectos técnicos y conceptuales involucrados en el proceso de diseño. Además, el Anexo C sirve como un punto de referencia esencial para consultas futuras, ofreciendo una fuente de información confiable y detallada en la que los usuarios pueden confiar para obtener una perspectiva completa de los diseños abordados en el contexto del proyecto o investigación.



Figura 7.65. Muro artesanal - Estado actual.

Por tal motivo, se propone implementar el uso de una malla de alta resistencia que brinde un empuje lateral hacia el talud evitando fallas que perjudiquen la vía de acceso o las mismas personas que transitan sobre ella. A continuación, se evidencia el diseño correspondiente del sector. (Figura 7.66).

Sección transversal

Espesor de capa inestable $t = 1.00$ m

Inclinación de los anclajes $\psi = 15.0$ Grados

Inclinación del talud $\alpha = 66$ Grados

Angulo de fricción del terreno (valor característico) $\phi_s = 31.76$ Grados

Densidad del terreno (valor característico) $\gamma_s = 17.40$ kN/m³

Ver disposición de los anclajes

Tipo de malla y de placa Spike

TECCO G65/3 + P33

Sobre los anclajes

Variación $a = b$

Distancia horizontal entre anclajes $a = 2.30$ m

Distancia entre anclajes medida sobre la superficie del talud $b = 2.30$ m

GEWI D = 32 mm

Corrosión considerada

valores de dimensionamiento

$\phi_s = 31.8$ Grados

$c_s = 0.0$ kN/m²

$\gamma_s = 17.4$ kN/m³

Control:

Comprobación de la malla Válido (0.78)

Comprobación de los anclajes Válido (0.76)

Figura 7.66 Dimensionamiento de Malla de acero de alta Resistencia.

Así mismo se presenta la implantación del sistema de contención en el sitio de interés en la Figura 7.67.

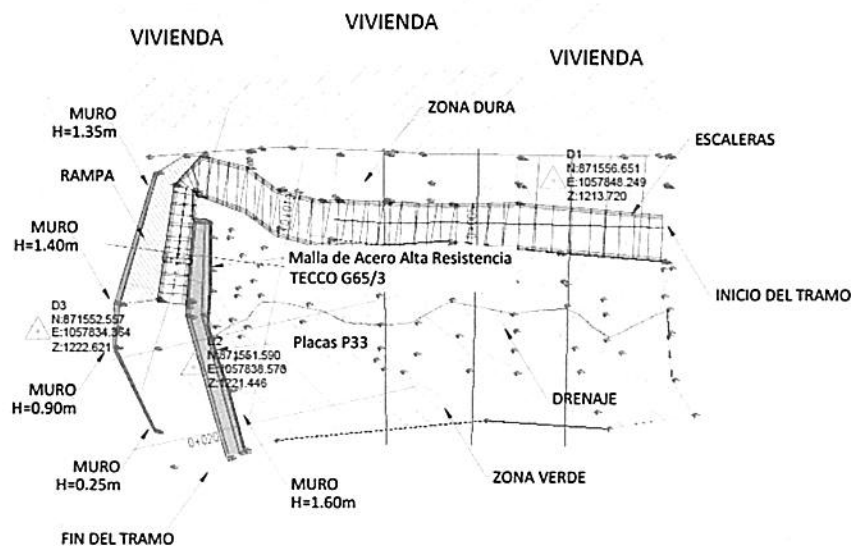
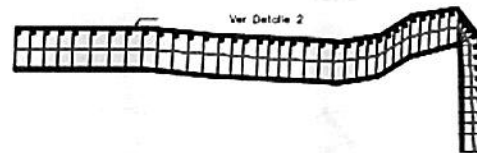


Figura 7.67 Ubicación en malla de Alta resistencia - Comuna 19.

En la Figura 7.68 se ilustra el diseño geométrico propuesto por CI Ambiental SAS de las escaleras en este sector del perfil longitudinal, así mismo en la Figura 7.69 se evidencia el diseño de la escalera rápida escalonada.

[illegible]

Bogotá, D.C. Colombia | Dirección: Calle 171 # 21A-62 | Tels.: (601) 7268982 - Cel.: 317 503 0960 - 317 503 0961
www.ciambiental.com - info@ciambiental.com

CANAL #2

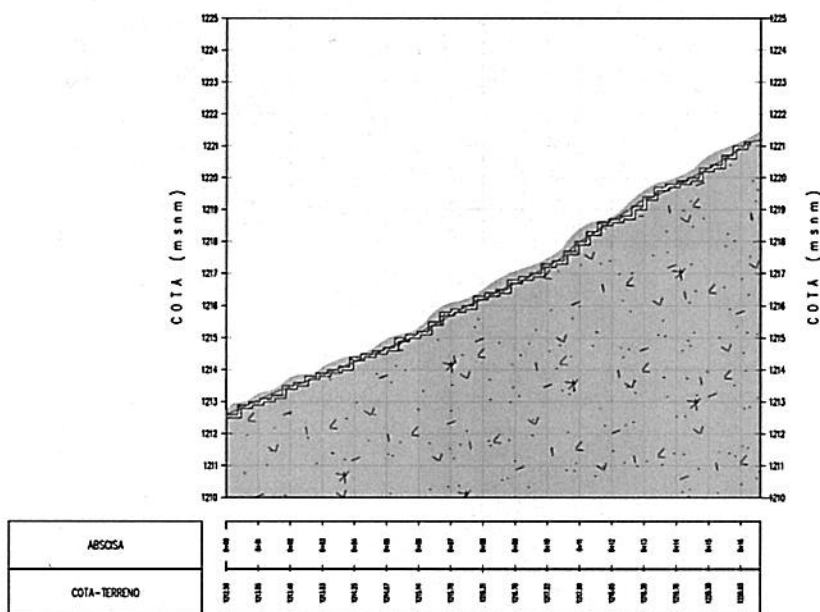


Figura 7.69 Perfil longitudinal de canal 2

7.2.3 Sitio 3

En el sitio 3 de la comuna 18 en el barrio Brisas de los cristales, se observan escaleras y pasaje peatonales desgastados, con ausencia de estructuras para manejo de aguas lluvias, lo que puede erosionar y desgastar aún más la estructura y generar riesgos a los transeúntes, como se muestra en la Figura 7.70.

Ante esta problemática, CI Ambiental diseña una escalera con un sistema de canales para dar el manejo de aguas de escorrentía y adicionalmente la elaboración de un Sistema Urbano de Drenaje Sostenible (SUDS) (véase la Figura 7.71 y la Figura 7.72). Estos sistemas son diseñados y utilizados en entornos urbanos para gestionar de manera sostenible el agua de lluvia y minimizar los problemas asociados con el drenaje pluvial convencional.

Con la elaboración de un SUDS se busca reducir la escorrentía superficial y promover la infiltración del agua de lluvia en el suelo. Esto ayuda a recargar acuíferos y mantener los niveles de agua subterránea. Adicional a esto, los SUDS ayudan a prevenir inundaciones al controlar y gestionar el flujo de agua de lluvia, evitando picos repentinos y sobrecargas en los sistemas de drenaje (Véase la Figura 7.73).



Figura 7.70 Panorama actual del sector

ESCALERA #3

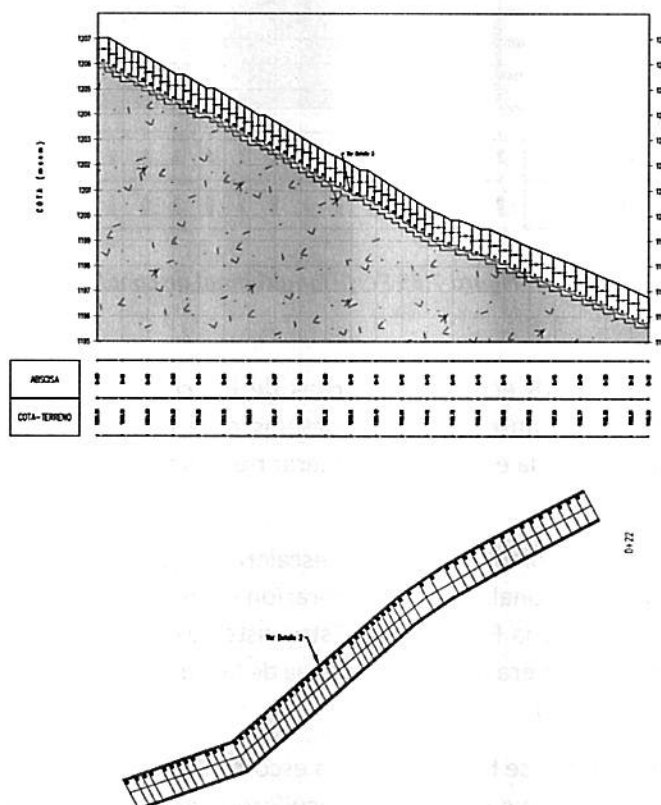


Figura 7.71 Perfil longitudinal y en planta de las escaleras del sitio 3

CANAL #3

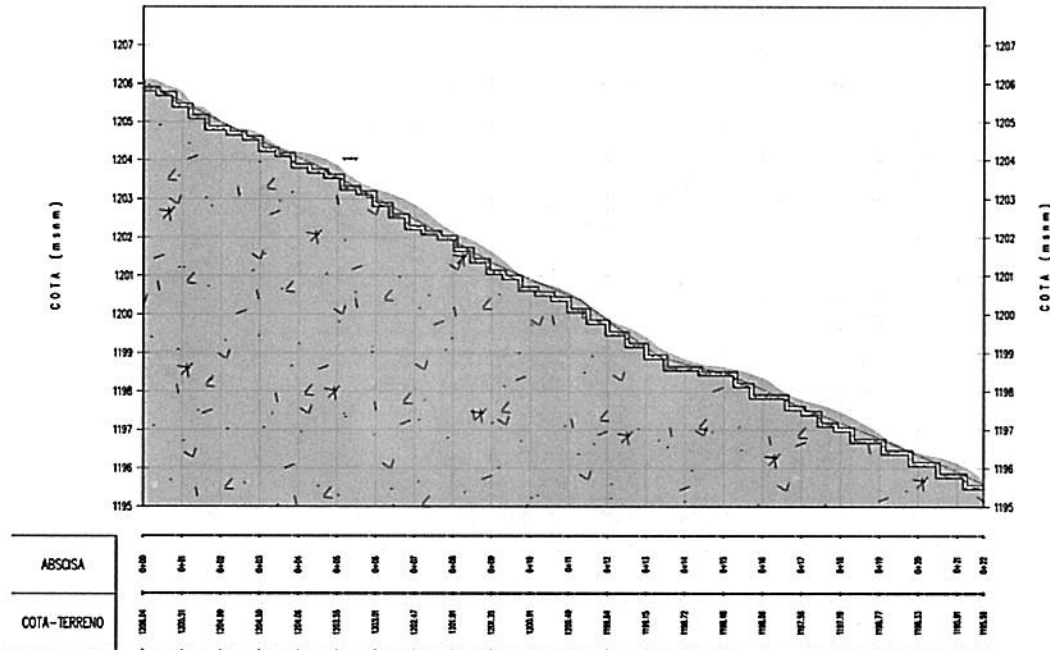


Figura 7.72 Perfil longitudinal del canal 3

CÁLCULOS INICIALES

	CANTIDAD	UNIDAD
Volumen tanque requerido	22.3	[m3]
Largo	40.0	[m]
Ancho	3.0	[m]
Alto	0.78	[m]
Área de almacenamiento	120.0	[m2]
Número de Capas AQUACELL que tendrá el tanque	2	[und]
Volumen Bruto	93.6	[m3]
Cantidad de unidades Celda AQUACELL	468	[und]
Volumen neto de agua almacenado	86.6	[m3]
Geomembrana 30 mils		[m2]
Geotextil NT 2500	400.0	[m2]

ESQUEMA CELDA Y TANQUE

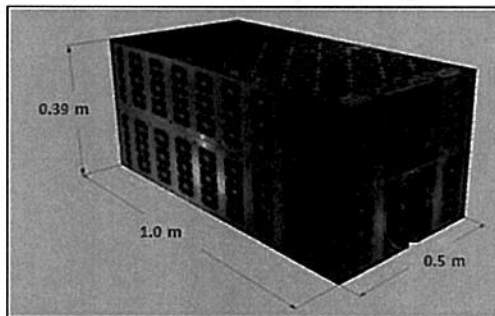
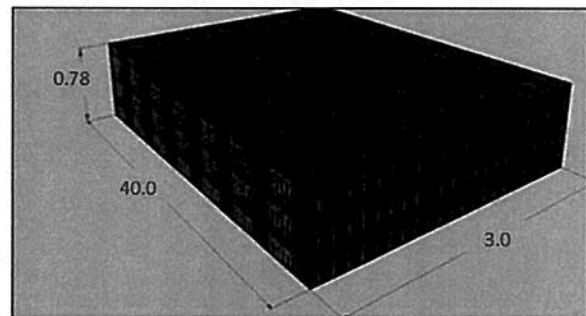


Figura 7.73 Diseño de SUDS

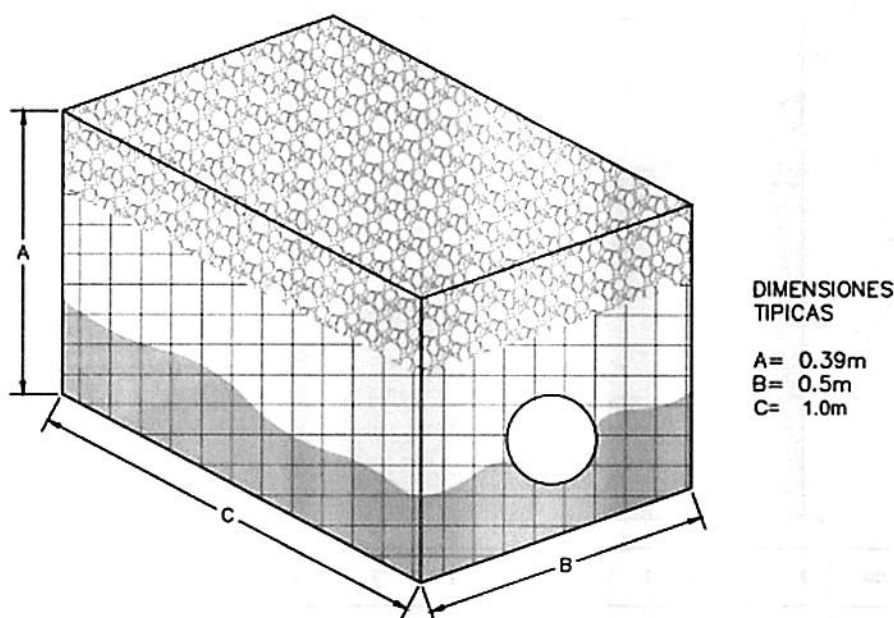


Figura 7.74 perfil isométrico del suds

Los detalles y demás reportes se agrupan en el **Anexo C Diseños** (C19-S3-01 al C18-S1-04).

7.2.3.1 Geomanto verde para control de erosión

Para esta zona se recomienda la utilización de un geomanto verde tipo **Terratrac TRM 50** de Geomatrix para el control de erosión y socavación de la quebrada en la base de las escaleras y de la aplicación de los SUDS que se encuentra junto a ella. Esto dada su adaptabilidad y ventajas en control de erosión, estabilidad y control de caída de detritos. La información acerca de este geomanto se puede encontrar en el título Geomanto verde para control de erosión y más a profundidad en el **Anexo E – Especificaciones Técnicas, Manto verde**.

El área es de 36.75 m², su implantación se observa en la siguiente imagen.

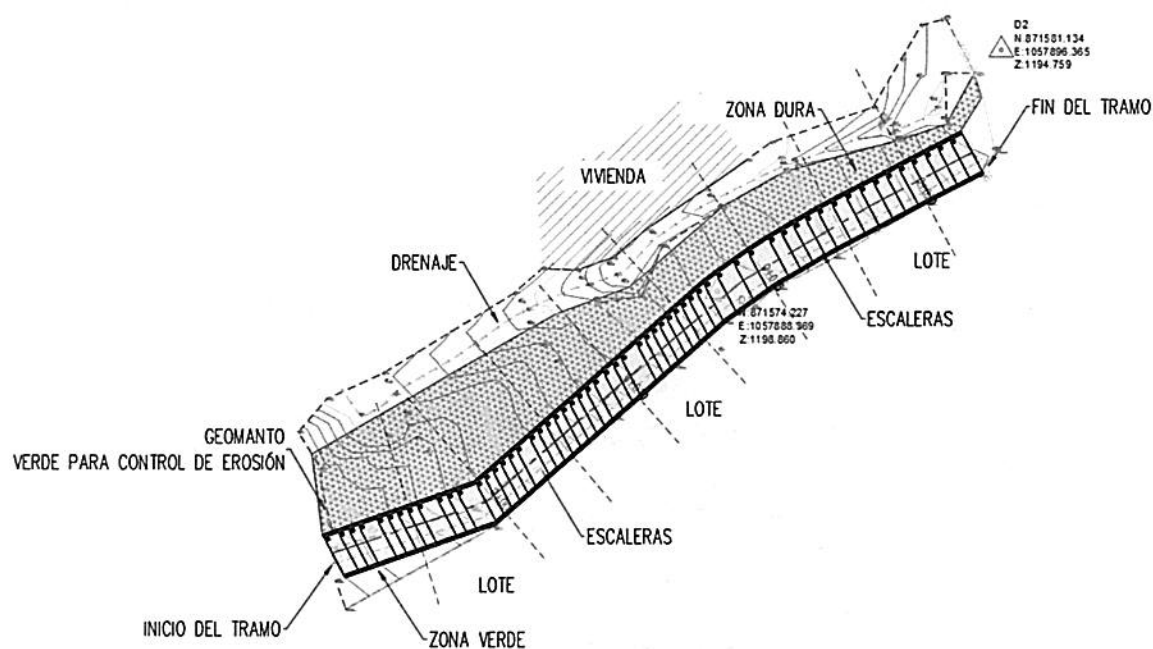


Figura 7.75 Manto verde para control de erosión y estabilidad. Punto 3, Comuna 19

7.2.4 Sitio 4 y Sitio 5

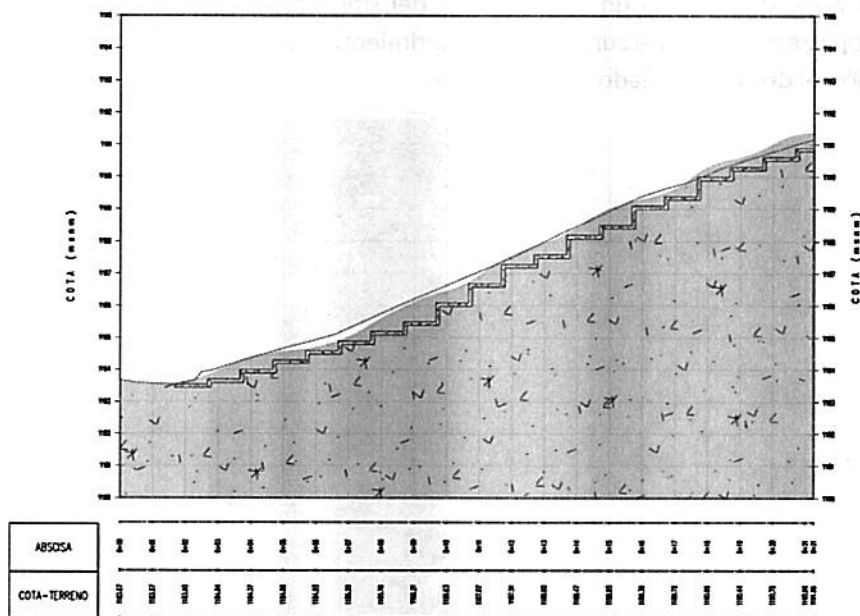
En la Figura 7.76, se presenta una panorámica del sitio de interés. Como se observa, los escalones existentes son irregulares. Para cumplir los requerimientos técnicos de la norma NTC 6047, se presenta a continuación el diseño detallado de la escalera.



Figura 7.76 Panorama actual del sector 4 y 5

DEPTH	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
DATA - LENGTH	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

CANAL # 4y 5



Bogotá, D.C. Colombia | Dirección: Calle 171 # 21A-62 | Tels.: (601) 7268982 - Cel.: 317 503 0960 - 317 503 0961
www.ciambiental.com - info@ciambiental.com

7.2.5 Sitio 6

En la se presenta una panorámica del sitio de interés. Como se observa, los escalones existentes son irregulares. Para cumplir los requerimientos técnicos de la norma NTC 6047, se presenta a continuación el diseño detallado de la escalera. La recopilación exhaustiva de los pormenores y demás informes se consolidan y detallan de manera integral en el Anexo C (C19-S6-01 al C19-S6-03), específicamente en la sección designada para los Diseños. En este anexo, se despliega una amplia gama de datos, análisis y representaciones gráficas que ofrecen una visión completa y detallada de los elementos fundamentales relacionados con los diseños contemplados en el proyecto. Cada detalle y análisis significativo relacionado con los diseños se encuentra meticulosamente organizado en la carpeta de anexos destinadas para este informe, consolidando así un recurso valioso para los interesados en explorar y comprender en profundidad los aspectos técnicos y conceptuales involucrados en el proceso de diseño. Además, el Anexo C sirve como un punto de referencia esencial para consultas futuras, ofreciendo una fuente de información confiable y detallada en la que los usuarios pueden confiar para obtener una perspectiva completa de los diseños abordados en el contexto del proyecto o investigación.



Figura 7.79 Panorama actual del sector

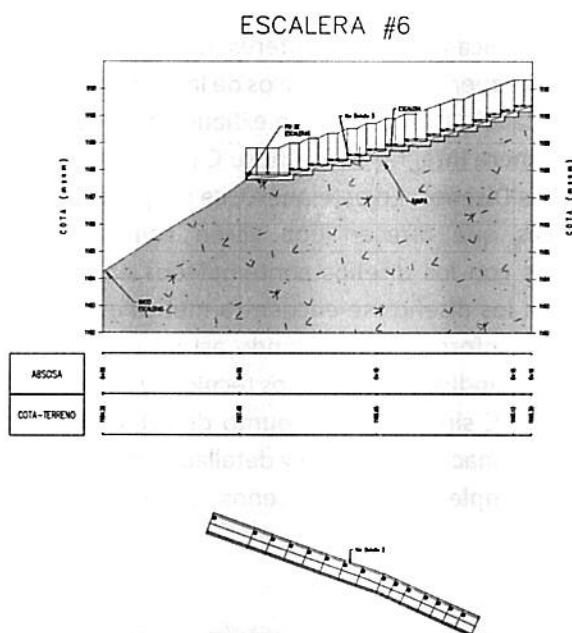


Figura 7.80 Perfil longitudinal y en planta del sector 4 y 5

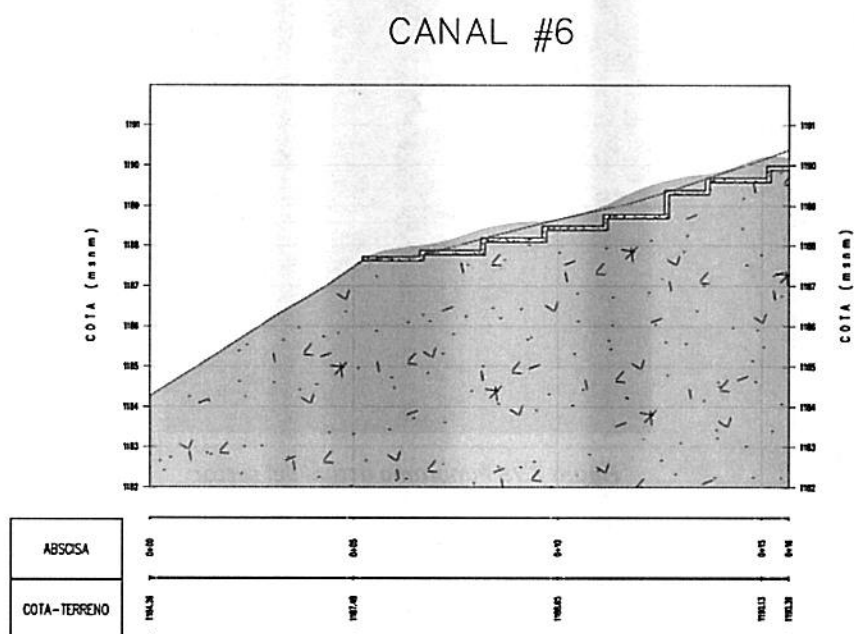


Figura 7.81 Perfil longitudinal del canal del sitio 6

7.2.6 Sitio 7

En el sitio 7 se evidencia que los escalones existentes son irregulares y adicionalmente, no presentan un adecuado sistema de drenaje (véase la Figura 7.82). En este orden de ideas, se presenta a continuación el diseño detallado de la escalera que cumple los requerimientos de la norma NTC 6047. En el diseño se tuvo el cuidado, de generar la mínima afectación al terreno y la geometría se adaptó a la configuración de este. Teniendo presente lo anterior y a manera de ejemplo, en la Figura 7.83, se ilustra la planta y perfil de la escalera.

Las barandas de seguridad cumplen con las especificaciones técnicas de distanciamiento, con una altura mínima de 90 cm. Las barandas están fabricadas en tubería galvanizada de 2 pulgadas, con un acabado pulido que brinda una apariencia moderna y elegante.

El canal de la escalera está ubicado en la parte inferior de los peldaños, y sirve para evacuar el agua de lluvia o de la condensación. La Figura 7.84 detalla el perfil longitudinal del diseño del canal en el sector.

La recopilación exhaustiva de los pormenores y demás informes se consolidan y detallan de manera integral en el Anexo C (C19-S7-01 al C19-S7-03), específicamente en la sección designada para los Diseños. En este anexo, se despliega una amplia gama de datos, análisis y representaciones gráficas que ofrecen una visión completa y detallada de los elementos fundamentales relacionados con los diseños contemplados en el proyecto. Cada detalle y análisis significativo relacionado con los diseños se encuentra meticulosamente organizado en la carpeta de anexos destinadas para este informe, consolidando así un recurso valioso para los interesados en explorar y comprender en profundidad los aspectos técnicos y conceptuales involucrados en el proceso de diseño. Además, el Anexo C sirve como un punto de referencia esencial para consultas futuras, ofreciendo una fuente de información confiable y detallada en la que los usuarios pueden confiar para obtener una perspectiva completa de los diseños abordados en el contexto del proyecto o investigación.



Figura 7.82 Panorama actual del sector

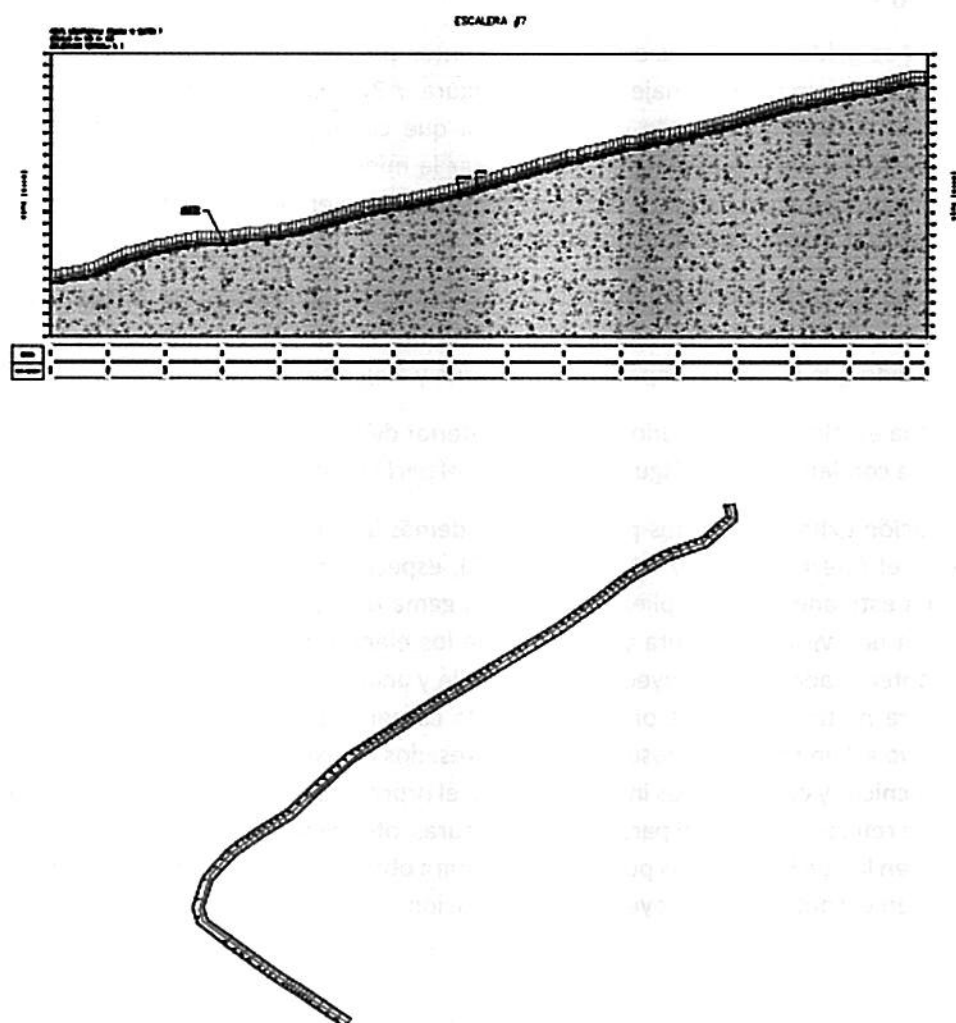


Figura 7.83 Perfil longitudinal y planta del sitio 7

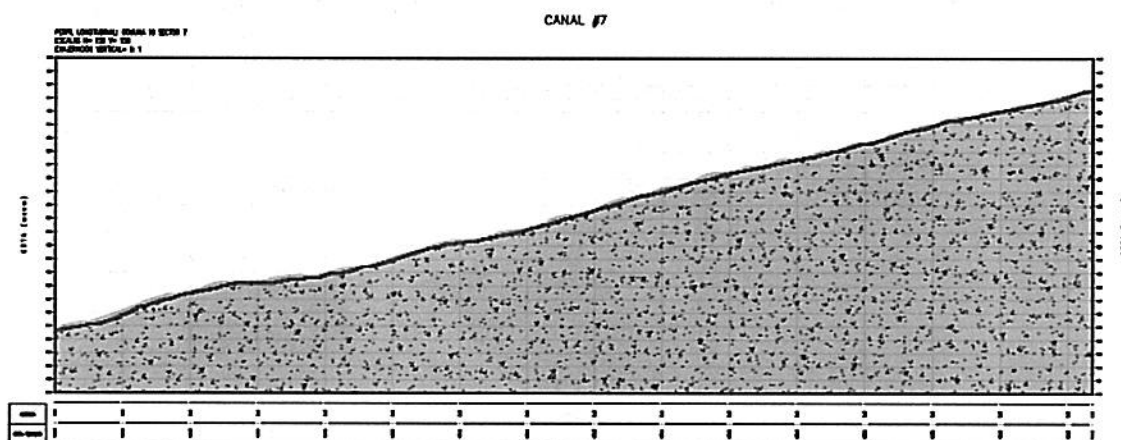


Figura 7.84 Perfil longitudinal del sitio 7

7.2.7 Sitio 8

En el punto 8 de la comuna 18 se observó una solución artesanal para la estabilización del talud, consistente en bolsas de tierra, las cuales se encuentran bastante deterioradas, tal como se ilustra en la Figura 7.85. De igual manera se detectaron abombamientos de los sacos en la pata del talud evidenciando empujes laterales de tierra que se reflejan en la parte baja del andén, lo que puede conllevar a presentarse deslizamientos de tierras que taponen la vía de acceso de los habitantes.



Figura 7.85. Estado deteriorado de las bolsas de tierra artesanales.

Debido a las limitaciones de espacio y con el fin de evitar fallas superficiales o locales en este sector, se implementará el uso de una malla de acero de alta resistencia para mitigar futuros movimientos en masa sobre este sector. Para tal solución también se dimensiono a partir de los parámetros de

resistencia anteriormente mencionados. A continuación, se evidencia el diseño correspondiente para este sector.

Sección transversal

Ver disposición de los anclajes

Espeor de capa inestable $t = 1.00$ m

Inclinación de los anclajes $\alpha = 15.0$ Grados

Inclinación del talud $\beta = 60.0$ Grados

Angulo de fricción del terreno (valor característico) $\phi = 33.4$ Grados

Densidad del terreno (valor característico) $\gamma = 15.8$ kN/m³

Tipo de malla y de placa Spike

TECCO G45/2 - P33

Sobre los anclajes

Variación a = b

Distancia horizontal entre anclajes $a = 2.40$ m

Distancia entre anclajes medida sobre la superficie del talud $b = 2.40$ m

GEWI D = 25 mm

Corrosión considerada

valores de dimensionamiento

$\phi = 33.4$ Grados

$c = 0.0$ kN/m²

$\gamma = 15.8$ kN/m³

Control:

Comprobación de la malla Valido (0.83)

Comprobación de los anclajes Valido (0.94)

Figura 7.86. Dimensionamiento de Malla de alta Resistencia.

Así mismo se presenta la implantación del sistema de contención en el sitio de interés en la Figura 7.87. Los detalles del diseño se pueden visualizar en el anexo c (C19-S8-01).

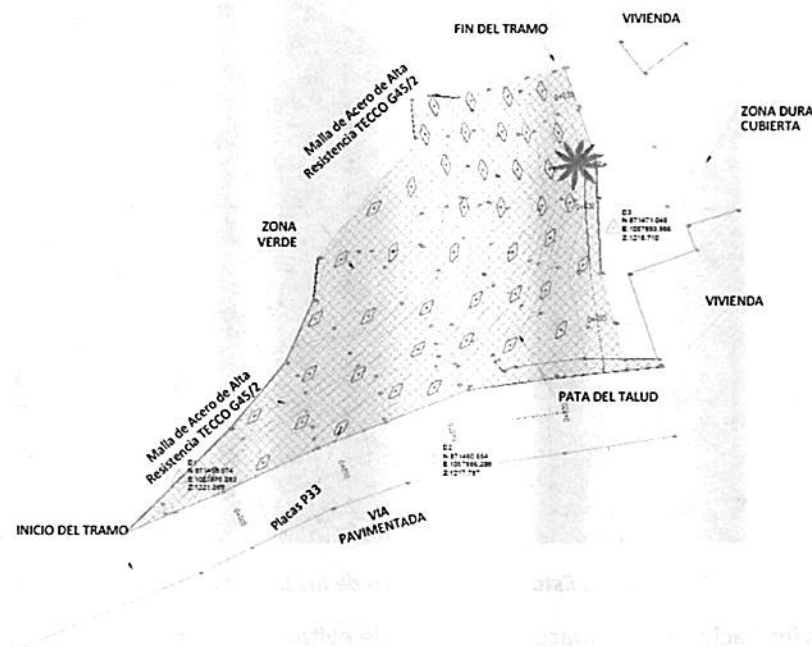


Figura 7.87 Implantación de malla de alta resistencia. Sector 8, Comuna 19.

8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS

8.1 ESCALERAS

A continuación, se presenta el diseño de escalinatas en concreto de 21 Mpa con sección lateral promedio de 1,00 metro, longitudes variables y apoyadas en su totalidad contra el terreno.

8.1.1 Materiales de construcción

El objetivo general de este capítulo es presentar los fundamentos y los procedimientos de cálculo estructural para el diseño de obras de estabilización y de reforzamiento estructural.

Las especificaciones de los materiales de construcción para el proyecto son:

- **Concretos**

De limpieza: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (14 MPa)

Losas: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21.0 MPa)

Cimentación $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21.0 MPa)

- **Acero de Refuerzo**

3/8" y mayores $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa) NTC-2289

1/4" y menores $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (240 MPa) NTC-2289

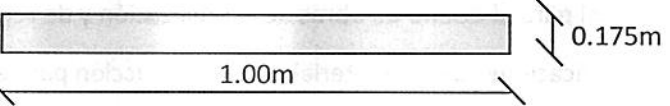
Cualquier modificación en las dimensiones y/o especificaciones de los elementos deberá consultarse para estudiar su incidencia en el diseño.

8.1.2 Diseño de Losas de las Escaleras

EL diseño de las losas de las escaleras se realiza como un diseño tipo de una losa apoyada contra terreno con espesor recomendado de 17.5 cm y concreto de 21 Mpa. El diseño se realiza con unas cargas viva de 5 KN/m² y una carga muerta de 1.00 KN/m² teniendo en cuenta posibles acabados o cargas posteriores dadas por los habitantes del sector.

Tabla 8.1 Diseño de loseta de 17.5cm

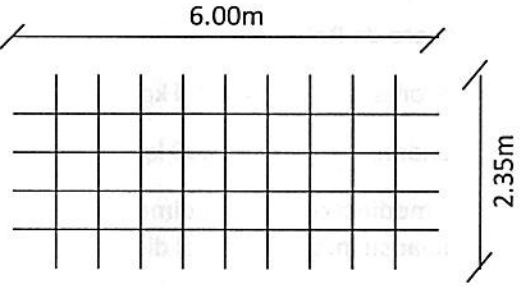
		HOJA DE CÁLCULO PARA LOSETA	
		Proyecto	ESCALERAS CALI
		Realizó	MJTH
		Contiene	LOSA ESCALERAS
		Fecha	30/11/2023

$\phi =$	0.9	
$\phi M_n =$	1.15 kNm	
$f'_c =$	28.10 MPa	
$f_y =$	420.00 MPa	
Recubr =	0.085 m	
b =	1.00 m	
d =	0.09 m	

Viva =	5.00 KN/m ²
Muerta =	1.00 KN/m ²

Cuantía menor que la mínima

$\rho =$	0.000377
$\rho_{bal} =$	0.028434524
$\rho_{máx} =$	0.021325893
$\rho_{mín} =$	0.0018
$A_s =$	162 mm
$A_{st} =$	315 mm



Malla:	M378					
Longitudinal	8.50 mm	c/	15.00 cm	A_s	378 mm	OK
Transversal	8.50 mm	c/	15.00 cm	A_{st}	378 mm	OK

8.1.3 Diseño de losas de los Canales

EL diseño de las losas de las escaleras se realiza como un diseño tipo de una losa apoyada contra terreno con espesor recomendado de 10 cm y concreto de 21 Mpa. El diseño se realiza con unas cargas viva de 1 KN/m² y una carga muerta de 1.00 KN/m² teniendo en cuenta posibles acabados o cargas posteriores dadas por los habitantes del sector.

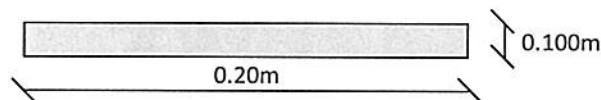
Tabla 8.2 Diseño de loseta de 10cm



HOJA DE CÁLCULO PARA LOSETA

Proyecto ESCALERAS CALI
Realizó MJTH
Contiene LOSA ESCALERAS
Fecha 30/11/2023

$\phi = 0.9$
 $\phi M_n = 0.35 \text{ kNm}$
 $f'_c = 28.10 \text{ MPa}$
 $f_y = 420.00 \text{ MPa}$
Recubr = 0.085m
b = 1.00m
d = 0.02m

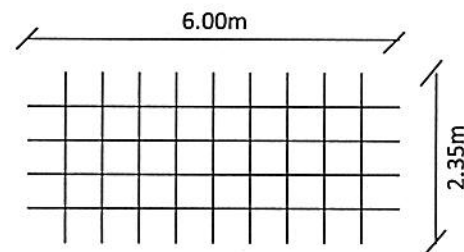


Viva = 1.00 KN/m²
Muerta = 1.00 KN/m²

Cuantía válida

$\rho = 0.004277$
 $\rho_{bal} = 0.028434524$
 $\rho_{máx} = 0.021325893$
 $\rho_{mín} = 0.0018$

$A_s = 64 \text{ mm}$
 $A_{st} = 180 \text{ mm}$



Malla:	M188					
Longitudinal	6.00mm	c/	15.00cm	A_s	188mm	OK
Transversal	6.00mm	c/	15.00cm	A_{st}	188mm	OK

