

CLASIFICADO



**FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS
FOPAE**

**CONSULTORES EN INGENIERÍA
Y MEDIOAMBIENTE, C.I.AMBIENTAL LTDA.
CALLE 33A N°. 14-29
BOGOTÁ, COLOMBIA**

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y DISEÑO
DE OBRAS PARA DOS SECTORES INESTABLES DEL
BARRIO SAN MARTÍN DE PORRES DE LA LOCALIDAD
DE CHAPINERO DE BOGOTÁ.**

CONTRATO 257 DE 2006

VOL.1 INFORME FINAL Y PLANOS

DICIEMBRE DE 2006



ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C.
FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE
EMERGENCIAS - FOPAE

TÍTULO: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y DISEÑO DE OBRAS PARA DOS SECTORES INESTABLES DEL BARRIO SAN MARTÍN DE PORRES DE LA LOCALIDAD DE CHAPINERO DE BOGOTÁ D.C.

AUTORES: CONSULTORES EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y AMBIENTAL, C.I. AMBIENTAL LTDA.

RESUMEN: En este informe se presenta el estudio geotécnico, diseños de obras, presupuesto y especificaciones técnicas, de dos sectores inestables ubicados en el barrio San Martín de Porres, localidad de Chapinero, Bogotá D.C. La primera zona 1, ubicada al oriente de la carrera 4 ESTE, y la segunda, en la calle 44.

PALABRAS CLAVE: Vulnerabilidad, Fenómenos de Remoción en Masa, Deslizamientos, Barrio San Martín de Porres, Localidad de Chapinero.

TÉRMINOS PARA GLOSARIO E ÍNDICE:

Fenómenos de remoción en masa: Deslizamientos de tierra,

CLASIFICACIÓN DE SEGURIDAD:	CONTRATO:	IDIOMA:	NÚMERO DE PÁGINAS:	NÚMERO DE COPIAS:
Clasificado	No. 257 de 2006	Español	150	2

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABLAS	8
GLOSARIO	9
INTRODUCCIÓN	12
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	15
1.1 Localización	15
1.2 Objetivo	16
1.3 Alcances del Estudio	16
1.4 Antecedentes	16
1.5 Levantamiento topográfico	20
1.5.1 Procedimiento de Trabajo	20
1.5.2 Equipo y Personal Utilizado	22
1.5.3 Cálculos y Digitalización de Planos	22
1.5.4 Memorias de Cálculo	23
CAPÍTULO 2. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	24
2.1 Geología Regional	24
2.1.1 Generalidades	24
2.1.2 Litoestratigrafía	24
2.2 Tectónica	26
2.3 Geomorfología Regional	26
2.3.1 Sub-unidades geomorfológicas de origen estructural-denudativo	26
2.3.2 Subunidad de origen denudativo acumulativo y antrópico	28
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	29
3.1 Generalidades	29
3.1.1 Contexto Regional y Local	29
3.2 Recopilación de Información	31
3.3 Análisis de la Información	31
3.3.1 Caracterización de la precipitación	32
CAPÍTULO 4. ESTUDIO DETALLADO DE LA ZONA 1	43
4.1 Usos del Suelo	44
4.1.1 Introducción	44
4.1.2 Descripción de la cobertura vegetal y el uso del suelo	44
4.1.3 Usos del suelo	46
4.1.4 Análisis de la cobertura y usos del suelo	46
4.1.5 Recomendaciones	47
4.2 Geología y Geomorfología Local	48
4.2.1 Geología Local	48
4.2.2 Geomorfología Local	49
4.2.3 Análisis Multitemporal	50
4.3 Análisis de Caudal	53
4.3.1 Caudales Máximos	53
4.4 Exploración y Ensayos de Laboratorio	57
4.4.1 Exploración del subsuelo	57
4.4.2 Ensayos de laboratorio	60
4.5 Análisis de Estabilidad	65
4.5.1 Antecedentes	65
4.5.2 Relación de la lluvia con el movimiento	69
4.5.3 Análisis para la configuración inicial del Terreno	74
4.5.4 Configuración del Talud con medidas correctivas	79
4.5.5 Análisis para la configuración con obras de Emergencia	89
4.6 Diseño de Medidas Correctivas	98
4.6.1 Introducción	98
4.6.2 Drenajes propuestos y caudales máximos generados	98
4.6.3 Terraceo del Talud	116
4.6.4 Estructuras de Contención	118
4.6.5 Especificaciones	119
4.6.6 Cantidades de Obra y Presupuesto	119

CAPÍTULO 5. ESTUDIO DETALLADO DE LA ZONA 2.	121
5.1 Geología y geomorfología local	121
5.1.1 Geología Local	121
5.1.2 Geomorfología Local	123
5.1.3 Análisis Multitemporal	124
5.2 Análisis de Caudal	124
5.2.1 Caudales de Escurrimiento	124
5.3 Exploración y Ensayos de Laboratorio	128
5.3.1 Exploración del subsuelo	128
5.3.2 Ensayos de laboratorio	128
5.4 Análisis de estabilidad para las condiciones actuales	135
5.4.1 Condición actual de estabilidad	137
5.5 Análisis de estabilidad con medidas correctivas	141
5.6 Diseño de medidas correctivas	146
5.6.1 Alternativa 1	147
5.6.2 Alternativa 2	151
5.6.3 Plan constructivo	151
5.7 Costos de obras	152
5.8 Análisis de Vulnerabilidad Física	155
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	158
BIBLIOGRAFÍA	163

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 Localización del Barrio San Martín de Porres.	15
Figura 1. 2 Ubicación de las dos zonas de estudio.	15
Figura 1. 3 Estudios Realizados en los Barrios San Martín de Porres, Mariscal Sucre y Pardo Rubio.	20
Figura 1. 4 Poligonal de amarre.	21
Figura 1. 5 Nube de puntos del levantamiento topográfico	22
Figura 2. 1 Mapa Geológico Regional	25
Figura 2. 2 Mapa Geomorfológico Regional	27
Figura 3. 1 Precipitación en la zona de estudio (Colegio San Martin de Porres).	32
Figura 3. 2 Precipitación total mensual multianual estaciones alrededor del colegio San Martin de Porres	33
Figura 3. 3 Precipitación total mensual multianual (a)	34
Figura 3. 4 Precipitación total mensual multianual(b)	35
Figura 3. 5 Isoyetas medias anuales	36
Figura 3. 6 Precipitación anual de las estaciones seleccionadas (circundantes al area de estudio Colegio San Martin de Porres)	36
Figura 3. 7 Relación Precipitación vs Elevación (estaciones seleccionadas alrededor del area de estudio)	37
Figura 3. 8 Precipitación máxima en 24 horas en la zona de estudio	38
Figura 3. 9 Precipitación máxima en 24 horas de las estaciones seleccionadas	39
Figura 3. 10 Curvas I-D-F	41
Figura 3. 11 Curvas I-D-F para 100 años de periodo de recurrencia	42
Figura 4. 1 Pastizal de Quicuyo en los sectores aledaños al Colegio San Martín de Porres	45
Figura 4. 2 Plantaciones de eucaliptos en áreas aledañas al deslizamiento en la zona 1	45
Figura 4. 3 Retamo espinoso en los sectores aledaños al Colegio San Martín de Porres	46
Figura 4. 4 Cancha de Fútbol del barrio San Martín de Porres	47
Figura 4. 5 Mapa Fotogeológico 1938. Escala 1:15000.	51
Figura 4. 6 Mapa Fotogeológico 2004. Escala 1:21000.	52
Figura 4. 7. Areas de drenaje hacia la zona 1.	54
Figura 4. 8 Ubicación de las Perforaciones para el estudio de la zona 1.	58
Figura 4. 9 Registro estratigráfico - Perforación 1.	59
Figura 4. 10 Carta de Plasticidad.	60
Figura 4. 11 Envoltentes de resistencia - Material de Relleno	62
Figura 4. 12 Envoltente de resistencia - Arcilla gris	63
Figura 4. 13 Envoltente de resistencia - arcilla grisácea sobreconsolidada.	63
Figura 4. 14 Envoltente de resistencia - Arcilla gris	64
Figura 4. 15 Envoltente de resistencia - Superficie de Falla.	64
Figura 4. 16 Envoltente de resistencia – Arcillolita	65
Figura 4. 17 Ubicación de secciones de análisis.	66
Figura 4. 18 Evolución de la forma de la ladera a partir de levantamientos topográficos de diferentes años. Perfil 2-2.	67
Figura 4. 19 Evolución de la forma de la ladera a partir de levantamientos topográficos de diferentes años. Perfil 4-4.	68
Figura 4. 20 Lluvias acumuladas a los primeros 90 días. Estación San Diego.	70
Figura 4. 21 Lluvias acumuladas a los primeros 30 días. Estación San Diego.	71
Figura 4. 22 Lluvia acumulada a los primeros 90 días. Estación San Luis	71
Figura 4. 23 Lluvia crítica acumulada a los primeros 30 días. Estación San Luis.	72
Figura 4. 24 Envoltente de valores máximos. estación San Diego.	73
Figura 4. 25 Curvas de frecuencia de la lluvia acumulada. Estación San Diego.	74
Figura 4. 26 Sección de análisis - 2-2	75
Figura 4. 27 Sección de análisis 4-4	76
Figura 4. 28 Configuración del terreno para análisis inicial.	78
Figura 4. 29 Superficies de falla críticas generadas aleatoriamente.	78
Figura 4. 30 Análisis de sensibilidad del efecto de la fluctuación del nivel freático. Condiciones iniciales.	79
Figura 4. 31 Variación del factor de seguridad con la posición del nivel freático.	79
Figura 4. 32 Talud terracedo sin abatimiento del nivel freático (el nivel freático asumido corresponde al registrado durante las perforaciones)	80
Figura 4. 33 Talud terracedo, con abatimiento del nivel freático	80

Figura 4. 34 Análisis de estabilidad con micropilotes y talud drenado	81
Figura 4. 35 Cálculo de la fuerza horizontal requerida para factor de seguridad dos (FS=2), en condición estática	82
Figura 4. 36 Análisis de estabilidad con las medidas correctivas.....	82
Figura 4. 37 Análisis de estabilidad con sismo y medidas correctivas.....	83
Figura 4. 38 Diseño de muro en Gaviones con relleno compactado (h=1.0 metros)	84
Figura 4. 39 Diseño de muro en Gaviones con relleno compactado (h=4.0 metros)	84
Figura 4. 40 Disposición de los gaviones. Sección G1	85
Figura 4. 41 Disposición de los gaviones. Sección G2	86
Figura 4. 42 Disposición de los Gaviones. Sección G3	86
Figura 4. 43 Ubicación de secciones de análisis. Talud terracedo	88
Figura 4. 44 Análisis de estabilidad perfil A-A'. Condición drenada y sismo.....	88
Figura 4. 45 Análisis de estabilidad, perfil B-B'. Condición drenada y sismo.....	89
Figura 4. 46 Análisis de estabilidad, perfil D-D'. Condición drenada y sismo.....	89
Figura 4. 47 Plano de falla sobre la roca.	90
Figura 4. 48 Ubicación de secciones de análisis.....	91
Figura 4. 49 Sección 2, con la estratigrafía.....	91
Figura 4. 50 Análisis de estabilidad para condición estática y estructura de contención (muro en gaviones)	92
Figura 4. 51 Análisis de sensibilidad del ángulo de fricción sobre el factor de seguridad.	93
Figura 4. 52 Resultados de los análisis de estabilidad con sismo $a_{max}=0.1g$. Sección de análisis 2-2	93
Figura 4. 53 Análisis de estabilidad sección 7-7. Talud saturado y Terracedo	94
Figura 4. 54 Análisis de estabilidad sección 7-7. Talud drenado y Terracedo.....	94
Figura 4. 55 Perfil Estratigráfico sección N1-N1	95
Figura 4. 56 Análisis de estabilidad condiciones iniciales. Sección N1-N1	96
Figura 4. 57 Retro análisis para el diseño del muro en gaviones.	97
Figura 4. 58 Perfil estratigráfico, sección N2-N2.....	97
Figura 4. 59 Análisis de estabilidad sección N2-N2	98
Figura 4. 60 Perfil longitudinal del canal escalonado rectangular C1	99
Figura 4. 61 Variación del caudal con la profundidad del canal rectangular C1	100
Figura 4. 62 Sección Hidráulica Rectangular. Canal C1	101
Figura 4. 63 Perfil longitudinal por el eje del canal proyectado. Canal C2	102
Figura 4. 64 Variación del caudal con la profundidad del canal C2	103
Figura 4. 65 Sección hidráulica canal rectangular C2	104
Figura 4. 66 Variación del caudal con la profundidad del canal C3	105
Figura 4. 67 Sección Hidráulica canal C3.....	106
Figura 4. 68 Variación del caudal con la profundidad del canal triangular C4.....	107
Figura 4. 69 Sección hidráulica canal triangular C4.....	108
Figura 4. 70 Curvas de Diseño. Box Culvert	109
Figura 4. 71 Profundidad de la lamina de agua a la salida del box culvert	110
Figura 4. 72 Variación del caudal con el diámetro de la tubería	112
Figura 4. 73 Sección hidráulica circular T2	113
Figura 4. 74 Perfil longitudinal del canal escalonado. Alternativa 2. Recolección de las aguas de la quebrada a partir de la alcantarilla existente.	115
Figura 4. 75 Modelo Tridimensional de la configuración del talud terracedo	116
Figura 4. 76 Modelo tridimensional del Talud Terracedo	117
Figura 5. 1 Cuenca Urbana para la zona 2 en el Barrio San Martín de Porres - Año 1981.	124
Figura 5. 2 Cuenca Urbana para la Zona 2 del Barrio San Martín de Porres -- Año (2006)	125
Figura 5. 3 Localización de la exploración del sub-suelo para la Zona 2.	128
Figura 5. 4 Clasificación de suelos según la carta de plasticidad de Casagrande	131
Figura 5. 5 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P1	131
Figura 5. 6 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P2	132
Figura 5. 7 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P3	133
Figura 5. 8 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P4	134
Figura 5. 9 Envolventes de resistencia de los materiales.....	135
Figura 5. 10 Localización de secciones AA y BB para análisis de estabilidad de laderas.	136
Figura 5. 11 Modelo geotécnico de la ladera a lo largo de la Sección AA	137
Figura 5. 12 Modelo geotécnico de la ladera a lo largo de la Sección BB.....	137
Figura 5. 13 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección AA en condiciones normales considerando superficies de falla circulares.....	138

Figura 5. 14 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección AA en condiciones normales y considerando únicamente el factor de seguridad de la superficie de falla	139
Figura 5. 15 Estabilidad de la ladera a lo largo de la Sección AA en caso de sismo	139
Figura 5. 16 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección BB en condiciones normales considerando superficies de falla circulares	140
Figura 5. 17 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección BB en condiciones normales y considerando únicamente el factor de seguridad de la superficie de falla	140
Figura 5. 18 Estabilidad de la ladera a lo largo de la Sección BB en caso de sismo	141
Figura 5. 19 Condición de estabilidad del talud superior a lo largo de la Sección AA para el caso de condiciones normales y con pilotes de concreto espaciados cada 1.5 m localizados a lo largo de la corona	142
Figura 5. 20 Condición de estabilidad del talud superior a lo largo de la Sección AA para el caso de sismo extremo y con pilotes de concreto espaciados cada 1.5 m. Se destaca la zona con superficies cuyo factor de seguridad es menor a 1.1	142
Figura 5. 21 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de sismo extremo, con una serie de pilotes en la corona y un muro de contención en cantiliver a media ladera	143
Figura 5. 22 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de sismo extremo y agua máxima, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención	144
Figura 5. 23 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de agua máxima y sin sismo, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención	144
Figura 5. 24 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de agua normal y sismo, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención	145
Figura 5. 25 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de agua normal y sin sismo, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención	145
Figura 5. 26 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección BB para el caso de agua normal y sismo, con una serie de pilotes en la corona	146
Figura 5. 27 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección BB para el caso de agua normal y sismo, con una serie de anclajes en el escarpe principal y otra en el talud arriba de la corona	146

LISTA DE TABLAS

Tabla 3. 1 Principales Parámetros meteorológicos para la ciudad de Bogotá D.C.	31
Tabla 3. 2 Inventario de Estaciones Hidrometeorológicas cercanas al area de estudio	31
Tabla 3. 3 Valores Totales Anuales de Precipitación	32
Tabla 3. 4 Valores máximos de precipitación en 24 horas	38
Tabla 4. 1 Relación de Fotografías Aéreas	52
Tabla 4. 2 Parametros morfométricos	55
Tabla 4. 3 Cálculo del tiempo de concentración Tc	56
Tabla 4. 4 Intensidades de lluvia (mm/h) para diferentes Tr	57
Tabla 4. 5 Cuadales máximos estimados	57
Tabla 4. 6 Profundidad de Exploración	58
Tabla 4. 7 Lluvia detonante	69
Tabla 4. 8 Evaluación de estabilidad del gavion para diferentes configuraciones del relleno	85
Tabla 4. 9 Resultados de los análisis de estabilidad del muro en gaviones. Análisis estático	86
Tabla 4. 10 Resultados de los análisis de estabilidad del muro en gaviones. Análisis dinámico	86
Tabla 4. 11 Resultados de la sección requerida, cotas del box y parámetros de diseño no sumergido	111
Tabla 4. 12 Nuevas cotas de fondo	111
Tabla 4. 13 Costos de Medidas Correctivas - Alternativa 1	119
Tabla 4. 14 Costos de Medidas Correctivas - Alternativa 2	120
Tabla 5. 1 Sistemas de discontinuidades	122
Tabla 5. 2 Areas de cuencas vertientes hacia la zona de deslizamiento	125
Tabla 5. 3 Valores de tiempo de concentración (Tc) calculado por diferentes métodos	127
Tabla 5. 4 Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de retorno y duración 5min	127
Tabla 5. 5 Caudales máximos para diseño de obras	127
Tabla 5. 6 Relación de perforaciones	128
Tabla 5. 7 Tabla de muestras y ensayos ejecutados a cada muestra	129
Tabla 5. 8 Resumen de resultados de ensayos	130
Tabla 5. 9 Materiales característicos del subsuelo en la Zona 2	136
Tabla 5. 10 Resumen de valores de factor de seguridad para la condición con todas las obras a lo largo de la sección AA	143
Tabla 5. 11 Características de los pilotes Tipo 1 y Tipo 2	147
Tabla 5. 12 Características de los muros de contención	148
Tabla 5. 13 Características generales de los anclajes	151
Tabla 5. 14 Cantidades de obra y Presupuesto - Alternativa 1	153
Tabla 5. 15 Cantidades de obra y Presupuesto - Alternativa 2	154

GLOSARIO

Amenaza

Probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural potencialmente perjudicial en un área dada en un periodo específico

Antrópico

Se refiere a todas las actividades mediante las cuales el hombre transforma el medio natural, tales como obras civiles, Deforestación, Minería, Actividades Agrícolas, Sobrepastoreo, Uso del suelo.

Cuenca

Unidad natural definida por la existencia de la divisoria de las aguas en un territorio dado. Las cuencas hidrográficas son unidades morfológicas superficiales. Sus límites quedan establecidos por la divisoria geográfica principal de las aguas de las precipitaciones

Deslizamientos

Son movimientos en masa que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies de falla ó a través de una franja relativamente estrecha del material. Generalmente las superficies de deslizamiento son visibles o pueden deducirse razonablemente.

Deslizamientos Rotacionales

Son movimientos de una masa de suelo o roca que se desliza a lo largo de una superficie de falla de forma aproximadamente circular.

Deslizamientos Traslacionales

Son movimientos de una masa de suelo o roca que se desliza a lo largo de una superficie de falla más o menos plana o suavemente ondulada, eventualmente con pequeños movimientos de rotación.

Escarpe principal

En un deslizamiento se refiere a la parte superior vertical o semi-vertical del plano de falla que queda expuesta en superficie por el movimiento ladera abajo del cuerpo principal

Geomorfología

La geomorfología es la ciencia que estudia las formas del relieve terrestre en términos de su origen, dimensiones y dinámica.

Riesgo

Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular. Matemáticamente se suele expresar como $\text{Riesgo} = \text{Amenaza} \times \text{Vulnerabilidad}$

Superficie de Falla

En una masa de material dado, corresponde al plano más débil a lo largo del cual se rompe el material debido a que las fuerzas que actúan sobre él son superiores a la resistencia interna del material a lo largo de ese plano. En un deslizamiento, corresponde a la superficie sobre la que se desplaza el material movilizado y que forma (o ha formado) el borde inferior del movimiento.

Vulnerabilidad

Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la ocurrencia de un evento de una magnitud dada.

SIGLAS

FOPAE	Fondo de Prevención y Atención de Emergencias
DPAE	Dirección de Prevención y Atención de Emergencias del Distrito
C. I.Ambiental Ltda.	Consultores en Ingeniería Geotécnica y Medio Ambiente
IDEAM	Instituto Colombiano de Meteorología, Hidrología y Estudios Ambientales
CAR	Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca
EAAB	Empresa de Acueducto de Bogotá
DAMA	Departamento Técnico Administrativo del Medio Ambiente
IGAC	Instituto Geográfico Agustín Codazzi

UNIDADES

Ha	Hectárea, 1Ha = 1hm ²
km	Kilómetro
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
m	Metros
cm	Centímetros
mm	Milímetros
hr	Hora
°, ‘, “	Grados, minutos, segundos
min	Minutos
N	Newton; 10 N=1kgf

ABREVIATURA

Cra.	Carrera
IDF	Intensidad, Duración, Frecuencia
PM	Estación Pluviométrica
PG	Estación Pluviográfica
S	Sur
E	Este
N	Norte
W	Oeste
<i>Rb</i>	Rocas blandas
<i>Ri</i>	Rocas intermedias, de consistencia dura a media
<i>Srs</i>	Suelos residuales
<i>Strc</i>	Depósito Coluvial
<i>Stf</i>	Suelos transportados de origen fluvial
<i>Stra</i>	Suelos de origen antrópico
<i>Del</i>	Laderas de contrapendiente
<i>Dco</i>	Conos y Lóbulos coluviales antiguos
<i>Dedrr</i>	Cono de deslizamiento rotacional reciente
<i>Ale</i>	Laderas explanadas
<i>Ae</i>	Llenos de escombros
SPT	Standar Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar)
N.F.	Nivel Freático o de Agua Libre

P	Perforaciones mecánicas por rotación
B	Perforación manual, con barreno
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad,
CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas
FS	Factor de Seguridad
g	Gravedad
H	Horizontal
V	Vertical

SIGNOS

i	Intensidad Media de la Lluvia en mm/hr.
T	Periodo de recurrencia en años.
t	Duración de la precipitación en horas.
R^2_{24}	Profundidad de precipitación en mm correspondiente a un periodo de retorno de 2 años y duración 24 horas.
M	Es el valor promedio de las lluvias máximas diarias en mm.
Q	Caudal pico de la esorrentía que se genera a la salida de una cuenca o área vertiente en m^3/s .
A^2	es el área que concentra la esorrentía en $km.^2$
c	Coeficiente de esorrentía; su valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la morfometría de la cuenca y de su cobertura.
T_c	Tiempo de concentración en horas
L	es la longitud de recorrido en km
ΔH	Variación de las elevaciones entre los nacimientos del curso de agua y el punto de vertiente en metros.
Tr	Tiempo de retorno, años
c'_p	Resistencia al corte pico efectiva. (kg/cm^2 o kN/m^2)
ϕ'_p	Ángulo de fricción interno pico efectivo. (grados)
c'_r	Resistencia al corte residual efectiva (kg/cm^2 ó kN/m^2)
ϕ'_r	Ángulo de fricción interno residual efectivo (grados)

INTRODUCCIÓN

El Fondo de Prevención y Atención de Emergencias FOPAE a través de la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias del Distrito -- DPAE suscribió el contrato de consultoría No 257 de 2006 con Consultores en Ingeniería Geotécnica y Medio Ambiente -- C. I. Ambiental Ltda., con el objeto de analizar la estabilidad de laderas y diseñar las medidas para reducción del riesgo en dos sitios del barrio San Martín de Porres, en inmediaciones del Centro Educativo Distrital que lleva este mismo nombre. Con este objeto se comenzó el estudio a finales de Mayo del año 2006 y se terminó en Octubre de este mismo año. En este documento se presenta el informe de las actividades realizadas y los planos de las alternativas de obras de estabilización propuestas para cada sitio.

El primer sitio analizado corresponde a una ladera que se encuentra en frente y al oriente de la edificación del Colegio San Martín de Porres, pasando la carrera 4 ESTE hacia la Calle 44. En este sitio ocurrió un deslizamiento a principios de Mayo de 2006, el cual se desplazó algunos metros alcanzando a obstruir parcialmente la vía y un canal interceptor de aguas lluvias y su sistema desarenador que se encontraban justo al pie de la ladera. Estas condiciones generaron la situación de emergencia que llevó a contratar el estudio que aquí se presenta, así como a proponer al comienzo del mismo unas obras de emergencia que luego se tuvieron en cuenta para los diseños finales. El segundo sitio objeto de análisis fue la zona en donde se encuentra el colegio San Martín de Porres y varias viviendas, en donde aproximadamente a 100 metros al occidente del colegio se encuentra una zona inestable afectada por al menos dos deslizamientos, uno relativamente antiguo y otro activo más reciente.

No obstante que los dos sitios estudiados son muy cercanos uno de otro, las características locales y de los deslizamientos ocurridos en cada uno obligan a un análisis independiente. Debido a ello, aunque en el presente informe se integran los estudios de ambos sitios, el documento se divide en tres partes principales: una primera que incluye las características regionales que son comunes para ambos sitios, las cuales se tratan en los capítulos 1 a 3; una segunda que se aborda en el Capítulo 4 y hace referencia a las particularidades del análisis de estabilidad y diseño de obras para lo que aquí se denominará Zona 1, que corresponde con la del sitio del deslizamiento que originó la situación de emergencia; y una tercera que trata lo relacionado con el análisis de estabilidad, vulnerabilidad estructural y diseño de obras para el lote en donde se encuentra el colegio y otras edificaciones de vivienda que aquí se denominará Zona 2 y se trata en el Capítulo 5.

Aunque en los capítulos del informe se analizan con detalle las condiciones de inestabilidad de las laderas afectadas por los deslizamientos, es importante referirse aunque sea brevemente y de manera general a las causas antrópicas y naturales que han determinado el tipo de deslizamientos como los analizados. En cuanto a las primeras, se encuentra que el origen de los múltiples problemas de inestabilidad tienen que ver en buena parte con el mal uso del suelo y la poca planificación para la ocupación de esta zona de los cerros orientales, situación que posiblemente se viene dando desde principios del Siglo XX. Sobre ello vale la pena resaltar que esta zona fue antiguamente una zona de minería de arcillas, que luego fue dejada a los trabajadores en contraprestación de sus servicios y que a raíz de la construcción de vías como la avenida circunvalar en los años 80s se incentivó la edificación de viviendas que consolidaron

asentamientos urbanos como los barrios San Martín de Porres, Pardo Rubio y Mariscal Sucre que posteriormente fueron legalizados (Alcaldía de Bogotá, 2006)¹. De esta manera, gran parte del terreno fue urbanizado realizando cortes y rellenos que en muchos casos al parecer no obedecieron a ningún diseño, sino a la adecuación que en el mejor de los casos se basó en el conocimiento empírico de sus ocupantes. En el estudio fue evidente, por ejemplo, que el deslizamiento al oriente del Colegio San Martín de Porres (Zona 1 en este estudio) involucró un material de relleno proveniente de varias fuentes ya que el sitio se utilizó como zona de botadero de escombros. En este caso no se tuvo ninguna consideración sobre el hecho de que por allí transcurría una corriente de agua importante que hace parte de la cuenca del Río Arzobispo y en la que inclusive la EAAB había realizado algunas obras como un canal y caja desarenadora, las cuales fueron cubiertas por estos materiales². Por su parte, las otras causas de inestabilidad están asociadas a la naturaleza fisiográfica y geológica de la zona: así, el sitio del estudio se encuentra en una zona llamada de piedemonte caracterizada por altas pendientes del terreno y en donde son frecuentes los llamados coluviones, que no son otra cosa que depósitos de antiguos deslizamientos. La roca que subyace a estos depósitos o que aflora en algunos sitios se encuentra fuertemente fracturada y meteorizada en superficie, por lo cual son materiales poco resistentes y susceptibles a fallar. Además, el piedemonte es una zona en donde por efectos de amplificación topográfica se estiman aceleraciones sísmicas del orden de $0.3 g$ ³ que corresponde a la aceleración sísmica establecida para las zonas de amenaza sísmica alta del país.⁴ Así mismo, los cerros son por naturaleza una zona de recarga de las aguas subterráneas y de formación de corrientes superficiales naturales. Esta situación ha sido drásticamente alterada por los cambios morfológicos del terreno, la construcción de edificaciones y vías, así como por el cambio de vegetación, todo lo cual aumenta la escorrentía superficial (disminuyendo la infiltración originalmente regulada por las condiciones naturales) y concentra la infiltración de aguas lluvias en ciertos sitios. No es extraño por lo tanto, que a lo largo de la avenida circunvalar y particularmente al oriente de esta vía, se encuentren múltiples y continuas zonas inestables que se manifiestan de diversas maneras, tales como: deslizamientos (comúnmente llamados derrumbes), deformaciones pronunciadas del terreno, escarpes, agrietamiento y desplazamiento de estructuras.

De acuerdo con lo anterior, los sitios objeto de estudio son tan solo dos casos más de fallas locales de terreno, que se encuentran dentro de una gran zona que por su naturaleza y mal manejo es inestable y susceptible a la ocurrencia frecuente de deslizamientos. Sin perder esta perspectiva, pero considerando que se trataba de una situación de emergencia, se determinó el alcance del estudio como aquel correspondiente a un análisis convencional de estabilidad de taludes y diseño de obras de estabilización para mitigar el riesgo dentro de los límites de las zonas de estudio. Para ello se emplearon las técnicas y métodos ampliamente aceptados en la práctica de la geotecnia, así como de los otros campos de las ciencias y disciplinas que intervienen en estos estudios como son la geología, la hidrología, la hidráulica, los análisis estructurales y la topografía.

¹ Alcaldía Mayor de Bogotá, 2006. Plan de Manejo Ambiental-Audiencia CAR, en www.secretariadeambiente.gov.co/sda/libreria/pdf/PMA_alcaldia

² Estas obras fueron descubiertas durante la ejecución de este estudio cuando se comenzaban las obras de estabilización de emergencia propuestas. Este canal y caja desarenadora se encuentran hacia el flanco sur del deslizamiento y no son las mismas que fueron afectadas por el deslizamiento de Mayo de 2006

³ INGEOMINAS Y UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, 1997. Microzonificación Sísmica de Santa Fé de Bogotá. INGEOMINAS, Bogotá

⁴ Normas Colombianas de diseño y construcción sismo-resistente NSR-98, 1998. Ley 400 de 1997

Como en casos semejantes, el estudio tuvo las limitaciones dadas por el tiempo y recursos disponibles, además de las impuestas por la naturaleza del terreno y las herramientas tecnológicas disponibles. Ello implica que a pesar del mejor esfuerzo que se realice, la precisión de los análisis de estabilidad y el diseño de obras está condicionado a todo el conjunto de idealizaciones y modelaciones que se hacen sobre el perfil del subsuelo, el comportamiento del material y funcionamiento de las estructuras. En este sentido se debe entender que los resultados de los análisis en términos de factores de seguridad, como expresión de una condición de estabilidad, son valores indicativos de esa condición y no valores absolutos de la misma. Es posible por lo tanto, que durante la ejecución de las obras propuestas se encuentren algunas diferencias entre los modelos de perfiles del subsuelo que se presentan en este estudio y las características del terreno en el sitio, así como en el comportamiento del mismo. En estos casos y cuando se estime conveniente deberá llamarse al consultor para analizar la situación y recomendar lo que convenga.

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 Localización

El Barrio San Martín de Porres se encuentra en el piedemonte de los cerros orientales de Bogotá, hacia el oriente del Parque Nacional, colindando con las laderas del Alto El Cable y a una altura media de 2740 m.s.n.m. Limita por el Norte con el Barrio Mariscal Sucre y al sur con el Barrio El Paraíso. (Figura 1.1)

El área de estudio se dividió en dos sectores: el primero denominado Zona 1, ubicado al oriente de la carrera 4 ESTE, y el segundo al occidente, hacia la calle 44, denominada Zona 2. (Figura 1.2).

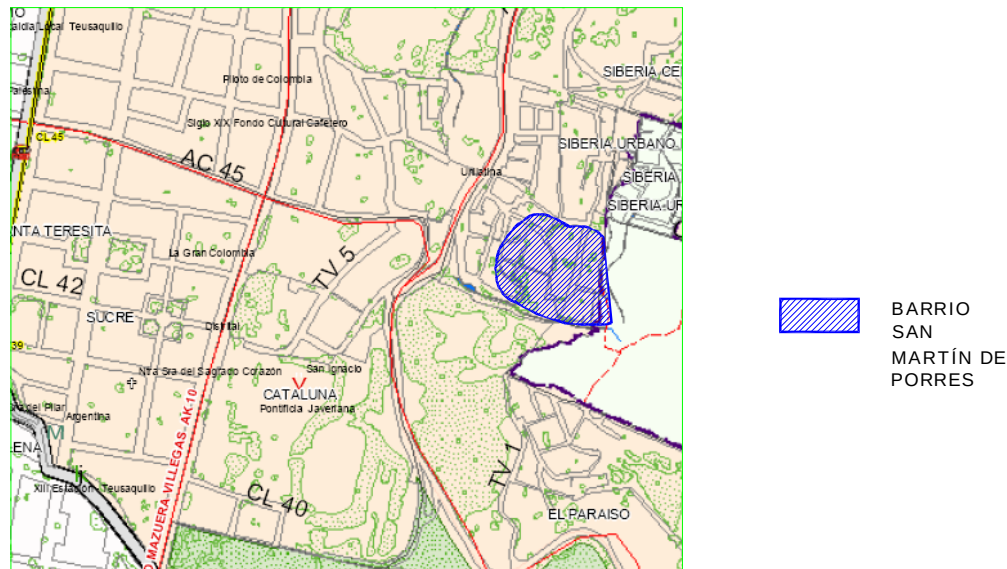


Figura 1. 1 Localización del Barrio San Martín de Porres.

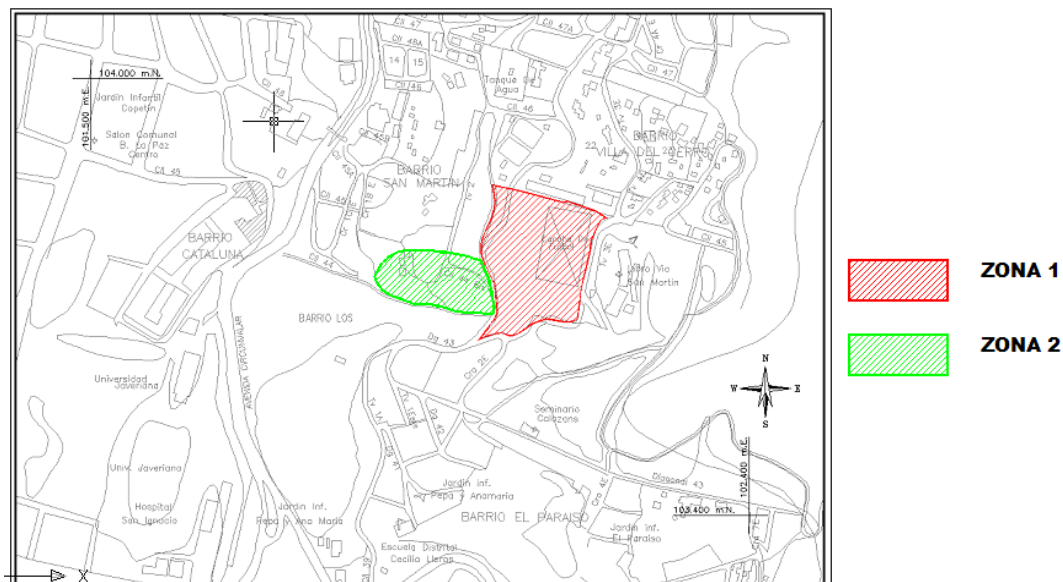


Figura 1. 2 Ubicación de las dos zonas de estudio.

1.2 Objetivo

Como objetivos generales para cada zona de estudio se establecieron los siguientes:

Zona 1:

- Análisis de estabilidad de la ladera
- Evaluación de alternativas de estabilización.
- Diseño de medidas correctivas.

Zona 2:

- Análisis de estabilidad de la ladera
- Diseño de alternativas de obras y medidas de estabilización
- Evaluación cualitativa de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones dentro de la Zona 2

1.3 Alcances del Estudio

El estudio tuvo los siguientes alcances:

- Recopilación y análisis de información existente sobre amenaza por movimientos en masa en la zona de estudio.
- Análisis de características geológicas y geomorfológicas generales
- Análisis de las características climáticas, hidrológicas e hidráulicas de la zona.
- Levantamiento topográfico detallado a escala 1:500 en la Zona 1 y 1:250 de la Zona 2.
- Levantamiento geológico detallado de la Zona 1 y de la Zona 2.
- Exploración del subsuelo mediante métodos directos (apiques, barrenos manuales y perforación mecánica por rotación).
- Caracterización geomecánica del material con base en ensayos de laboratorio y de campo
- Identificación del mecanismo de falla del terreno y agentes detonantes para cada zona de estudio.
- Análisis de estabilidad de taludes sobre perfiles típicos del terreno en cada zona de estudio.
- Zonificación de vulnerabilidad estructural y a movimientos en masa de edificaciones en la Zona 2 del estudio.
- Diseño de obras correctivas para cada zona.
- Presupuesto detallado y especificaciones de obras

1.4 Antecedentes

Varios sitios del barrio San Martín de Porres y alrededores han sido objeto de estudios relacionados con movimientos en masa, la mayoría motivados por la ocurrencia de algún movimiento. Entre ellos se encuentra el "Estudio de inestabilidad del terreno para diferentes localidades de Santafé de Bogotá", realizado por el FOPAE,

de acuerdo con el cual el barrio San Martín de Porres se encuentra en una zona de amenaza media por fenómenos de remoción en masa.

Adicional al trabajo de INGEOCIM ⁵ y en ocasiones anterior a este, se encuentran otros estudios y conceptos técnicos que en algunos casos hacen referencia a casos particulares de movimientos en masa dentro del barrio o en sus vecindades. En orden cronológico ellos se pueden describir como sigue: (Figura 1.3)

Estudio Geomorfológico y Geotécnico de los Barrios San Martín de Pórrres, Mariscal Sucre y Pardo Rubio. Este estudio fue desarrollado por Medina ⁶, y se limita básicamente a realizar una zonificación geotécnica del área estudiada basada en criterios netamente geológicos y geomorfológicos. De interés para este estudio en particular, ubica a la Institución Educativa Distrital San Martín de Pórrres y alrededores en la zona "ME4", correspondiente a arcillolitas con delgadas capas de suelos arcillosos, con baja cobertura vegetal y urbanizado, declarando esta zona como moderadamente estable. Dentro de los agentes detonantes que han generado problemas de inestabilidad en el sector de San Martín de Pórrres, los autores destacan los siguientes:

- Terraceo para construcción de viviendas.
- Deforestación.
- Realización de cortes para la implantación de nuevas viviendas.
- Manejo inadecuado de las aguas servidas.

Finalmente, el autor propone recomendaciones generales para la estabilización de los sectores más críticos, de las cuales se destacan las siguientes:

- Construcción de sistema de alcantarillado para los tres barrios.
- Periódico mantenimiento de los canales colectores con el fin de evitar infiltraciones y rellenar las dilataciones existentes con impermeabilizantes.
- En el barrio San Martín de Pórrres, hacia la calle 47 existe un canal de aguas lluvias que debe impermeabilizarse para evitar infiltración de aguas, ya que en este sector son frecuentes la falla de los taludes.
- Empradización de zonas comunes.

Estudios y Diseños Estabilidad de Taludes y Control de Erosión y Manejo de aguas para la estabilización de diferentes sitios en la ciudad de Santa fe de Bogotá. Este estudio fue llevado a cabo por Hidrotec Ltda.⁷, para el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias -- FOPAE, en 1998.

⁵ [INGEOCIM, 1999] INGEOCIM (1999). *Estudios de Remoción En Masa En Varias Localidades de Bogotá. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad Y Riesgo Por Inestabilidad Del Terreno Para Las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santa Fe, Chapinero, Usaquén Y Suba de Santa Fe de Bogotá.* Technical Report 47, FOPAE.

⁶ [Medina, 1988] Medina, A. (1988). *Estudio Geomorfológico Y Geotécnico de Los Barrios San Martín de Porres, Mariscal Sucre Y Pardo Rubio.* Technical Report 1746, Departamento Administrativo de Planeación Distrital.

⁷ [Hidrotec, 1998] Hidrotec, L. (1998). *Estudios Y Diseños Estabilidad Taludes Y Control de Erosión Y Manejo de Aguas Para la Estabilización de Diferentes Sitios En la Ciudad de Santafe de Bogotá. Informe Final San Martín de Porres.* Technical Report 51-IF-01-01, Fondo para la Prevención y Atención de Emergencias.

Hidrotec Ltda, realiza un interesante recuento histórico sobre el desarrollo urbanístico que se ha llevado a cabo en el barrio San Martín de Porres. En resumen, entre 1946 y 1960 la zona correspondía a un chircal del que se extraía material arcilloso para la construcción de ladrillo. Gran parte del personal que trabajaba en los chircales recibieron como parte de pago por prestaciones sociales, lotes entre 15 metros por 15 metros y 30 metros por 25 metros, ubicados en San Martín, sector central.

El objeto general del proyecto fue de servir de instrumento para la planificación integral del sector de San Martín de Porres, bajo el marco de la Prevención de Desastres, de manera que dentro del proyecto se desarrollaron estudios básicos de Geología, Hidrología y Geotecnia. Los autores finalmente concluyen:

- Los problemas observados están relacionados con afectaciones puntuales a nivel de vivienda sobre aspectos de cimentación y ubicación sobre espacios de deficientes condiciones de drenaje.
- Problemas por arrastre y escurrimiento de suelos que evolucionan a manera de cárcavamiento.
- Procesos de reptación sobre laderas naturales.
- Deficiencias y carencias en los sistemas de drenaje pluvial.

Finalmente, para la ejecución de los diseños los autores dividen la zona de estudio en cuatro zonas geotécnicas, recomendando las siguientes medidas correctivas:

- Mejoramiento de las vías existentes y formación de zonas verdes recreativas.
- Perfilamiento de taludes.
- Establecimiento de sistemas de drenaje por medio de cunetas y canales revestidos.
- Adecuación y mejoramiento de sitios pantanosos por medio de rellenos con su respectivo sistema de drenaje.
- En sitios con presencia de rellenos y escombros recomiendan estructuras de contención y drenaje.

Estudio de Riesgos por Remoción en Masa en el barrio el Paraíso. Localidad de Chapinero. Este estudio fue llevado a cabo por la firma Civiles, en el año 2000 ⁸. El sector estudiado se encuentra ubicado en la localidad de Chapinero, cubriendo algunas viviendas del barrio Paraíso (ubicadas entre las diagonales 40 y 41 y entre las carreras 3 este y la transversal 1 bis este). El principal fenómeno de remoción en masa lo clasifican los autores como un deslizamiento complejo de grandes proporciones. La masa fallada posee una superficie de falla de componentes rotacionales y traslacionales, que afecta un tramo importante de la avenida circunvalar. Dentro de los agentes detonantes se destacan los siguientes:

- La intervención antrópica, que se ve reflejada en el vertimiento de aguas servidas (el cual ha contribuido a la infiltración ocasionando la pérdida de resistencia de los materiales que conforman la ladera).

⁸ [Civiles, 2000] Civiles, L. (2000). *Estudio de Riesgos Por Remoción En Masa En el Barrio el Paraíso, Localidad de Chapinero*. Technical Report 487, Fondo para la Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE.

- La deforestación.
- La disminución de los esfuerzos de confinamiento debido a la implantación de obras urbanas tales como las vías.
- Erosión antrópica.

El consultor propone las siguientes medidas de mitigación:

- Pantalla de pilotes y/o anclajes, tendiente a estabilizar deslizamientos puntuales.
- Muro en Gaviones, para estabilizar el deslizamiento local que se presenta en el costado occidental, que está afectando la avenida circunvalar.
- Sellado de grietas, con el fin de evitar la entrada del agua al suelo.

Diagnósticos Técnicos, DPAE. La Dirección de Atención y Prevención de Emergencias (DPAE), ha realizado una serie de visitas de emergencias, en el sector de San Martín de Porres, destacándose los siguientes:

- Diagnóstico Técnico No 1022, realizado mediante contrato de consultoría No ccs-2280/00, por la firma Geoingeniería Ltda. El estudio de consultoría se llevó a cabo para estudiar un flujo de tierras generado por las fuertes lluvias que se generaron en el barrio Mariscal Sucre (al occidente del área de estudio); Como consecuencia de este fenómeno se vieron afectadas varias viviendas, así como la vía de acceso al barrio, sobre la cual se construyó una línea de conducción del fluido electrónico. Para solucionar el anterior problema los autores recomiendan:
 - Construir muro de contención de 4.5 metros de altura.
 - Construcción de un sistema de geodrén.
- Diagnóstico Técnico 1022 No DI-2727. Corresponde a un diagnóstico de emergencia, debido al deslizamiento que se presentó en inmediaciones de la Institución Educativa Distrital IED San Martín de Porres, el 10 de mayo del 2006. En el informe se recomienda adelantar las siguientes acciones:
 - Garantizar de manera inmediata la estabilidad y funcionamiento de las estructuras hidráulicas, mediante la implementación de obras de estabilización y drenaje temporales.
 - Adelantar un estudio de detalle.
- Oficio 2-06591 de 6 de octubre de 2004 (RO 1212), corresponde a una visita de emergencia adelantada por funcionarios de la DPAE a las instalaciones de la Institución Educativa Distrital San Martín de Porres. Los autores concluyen que en el predio en el que se encuentra la Institución Educativa no se evidencian condiciones de inestabilidad y la conformación y aspecto que presentan el talud localizado en el costado oriental del predio, corresponde a intervenciones antrópicas relacionadas con descapotes y/o cortes.
- Diagnóstico Técnico No DI-2242, del 16 de noviembre del 2005. De acuerdo al diagnóstico se presentó un deslizamiento rotacional en una ladera de pendiente media, que generó el colapso del costado oriental de las placas de revestimiento del canal de aguas lluvias, generándose el represamiento de las aguas lluvias. El problema fue solucionado mediante la reparación del canal por parte de la Empresa de Acueducto de Bogotá.

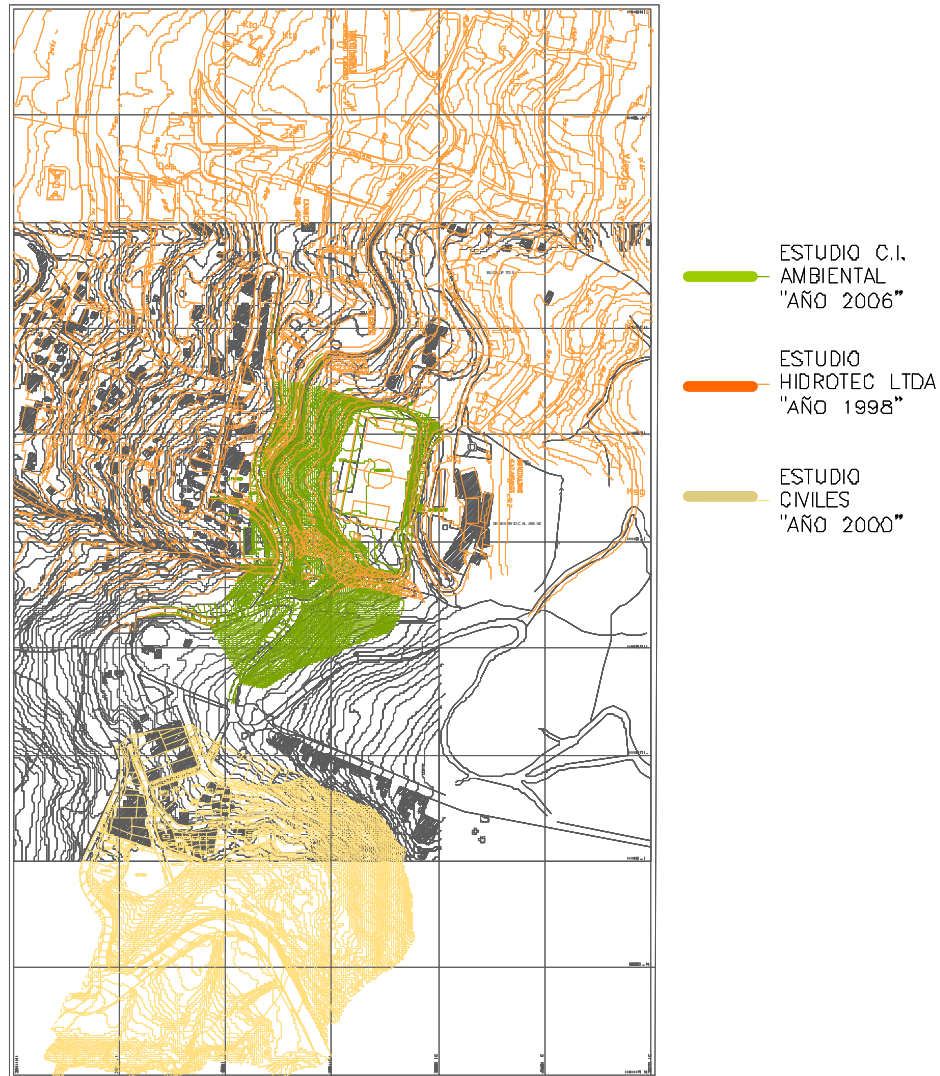


Figura 1. 3 Estudios Realizados en los Barrios San Martín de Porres, Mariscal Sucre y Pardo Rubio.

1.5 Levantamiento topográfico

1.5.1 Procedimiento de Trabajo

El levantamiento estuvo dividido en dos etapas: en la primera etapa se obtuvieron los detalles de campo para realizar el plano topográfico del barrio San Martín en la zona occidental de la escuela, donde se encontraron detalles tales como: dos muros de contención existentes, un muro en gaviones de cuatro niveles, una red de alcantarillado adjunta al canal de drenaje principal existente, y otra red por la calle 44 hasta la Cra. 2 Este y de ahí hasta empalmar con la red mencionada anteriormente. En esta zona se detallaron las construcciones, redes de servicios públicos, escarpes, grietas, perforaciones y apiques. Se realizaron perfiles longitudinales para el estudio del terreno y se llevó a cabo la inspección de pozos existentes, resaltando tres pozos que no se pudieron inspeccionar debido a que se encuentran enterrados por derrumbes y a rellenos efectuados por la comunidad.

En la segunda etapa se efectuó el levantamiento de las obras construidas para la mitigación del derrumbe en la parte oriental de la escuela, en donde se construyó un muro en gaviones de tres niveles, un canal en tierra para el drenaje de aguas superficiales y se hizo limpieza de las dos cámaras de caída en la entrada del canal principal, de la placa en concreto sobre el canal de alimentación, y de un muro en gaviones de tres niveles anteriormente construido en el costado sur de la cámara de caída 2. Adicionalmente se detallaron las cárcavas presentes en el sitio y una línea de contacto de materiales en la parte superior de los nuevos gaviones, se realizaron perfiles longitudinales para la comparación del material removido y se dejaron materializados en campo nueve puntos para un futuro control de asentamiento del terreno.

El levantamiento topográfico del predio adyacente a la Escuela San Martín de Porres ubicado en el Barrio Siberia Central, localidad 02 Chapinero, Manzana Catastral no. 008220-42 se realizó a partir del CD-550, con coordenadas, en el sistema de referencia MAGNA N= 103654.621 E= 101671.654 y Altura = 2636.495 msnm, con una azimut al CD-549 de 24° 08' 21.624" certificado por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC, con la poligonal cerrada de 5 armadas, obteniendo una precisión de 1 en 46330; y una longitud total de 1375.35 metros (Figura 1.4).

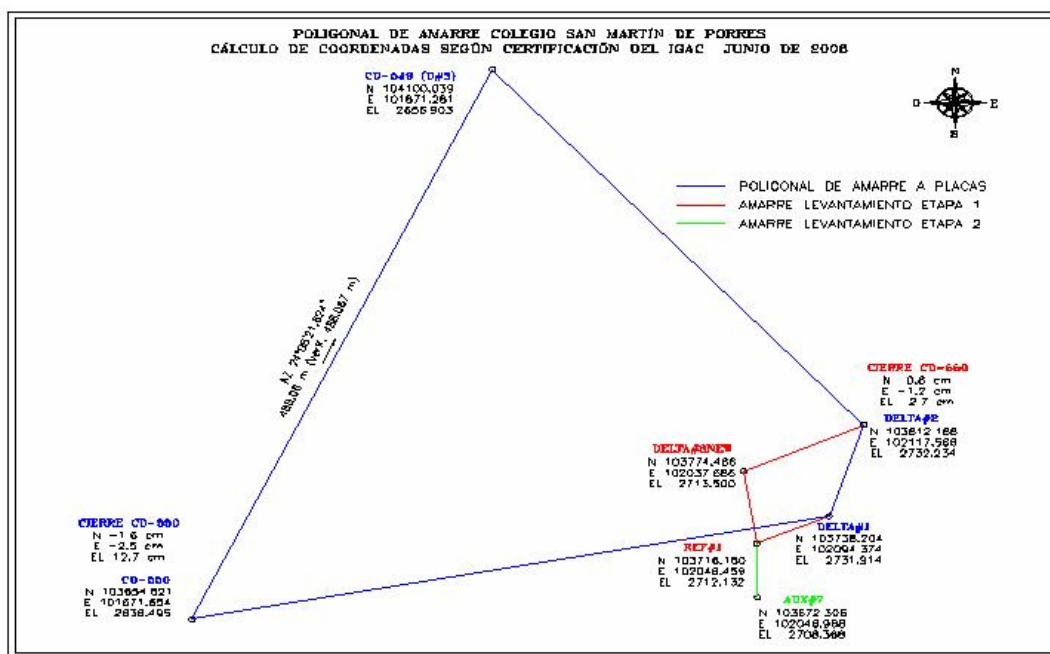


Figura 1. 4 Pologonal de amarre

A partir de la poligonal de amarre se procedió a tomar los detalles en el predio y sus alrededores, tales como cambios topográficos del terreno, para la generación de curvas de nivel. Esto se realizó tomando secciones transversales y longitudinales, así como la toma del hombro y la pata de todos los taludes, adicionalmente se detallaron los paramentos de todas las edificaciones, presentes en el área de trabajo y sectores aledaños, cercas y cerramientos, sardineles, zonas verdes, árboles, postes de energía eléctrica y de teléfonos, pozos de alcantarillado pluvial y sanitario, humedales, canal existente, así mismo las cárcavas producidas por el deslizamiento, y las perforaciones realizadas para estudios geológicos. Con la anterior información se construyó la nube de puntos del levantamiento topográfico, la cual se ilustra de la figura 1.5. Además se

realizo el perfil longitudinal del canal que recoge las aguas superficiales en la zona de estudio y se dejaron dos puntos de referencia en el sardinel frente a la Escuela, para un futuro replanteo de la obras que se vayan a realizar.

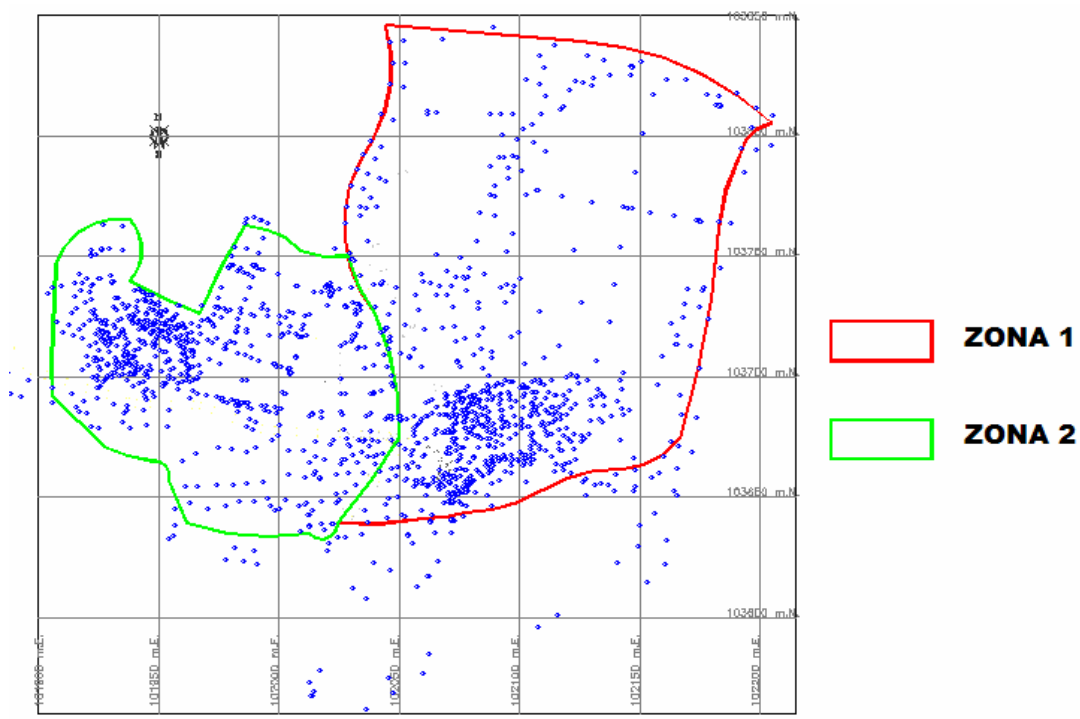


Figura 1.5 Nube de puntos del levantamiento topográfico

1.5.2 Equipo y Personal Utilizado

Para el levantamiento se utilizó una Estación Total Electrónica Marca Topcon GTS-236W Serial No. 280469 y con certificación de calibración vigente y los demás accesorios como cartera electrónica, prismas, bastones, radios y equipo menor.

La comisión topográfica estuvo conformada por el siguiente personal:

- Un topógrafo
- Dos cadeneros
- Un auxiliar

1.5.3 Cálculos y Digitalización de Planos

Las carteras electrónicas de la poligonal y de las radiaciones fueron procesadas mediante el programa SURVEY LINK, en los anexos se muestran los datos en crudo y el cálculo de coordenadas realizado mediante este programa. Posteriormente se utilizó el Software AUTOCAD-LAND para la creación de una superficie tridimensional que se asemeja al terreno mediante la cual se generan las curvas de nivel, las secciones correspondientes y los demás detalles tomados en campo. El levantamiento topográfico así obtenido se presenta en el plano 1.1, en el plano 1.2 se presenta la topografía en detalle de la zona 1, en el plano 1.3 se presentan las secciones topográficas de la zona 1,

en el plano 1.4 se presenta en detalle la topografía de la zona 2 y en el plano 1.5 se presentan las secciones topográficas de la zona 2.

1.5.4 Memorias de Cálculo

En el anexo A, se presenta la siguiente información:

- Certificación del IGAC del CD-550.
- Carteras electrónicas de la poligonal y de los detalles.
- Cálculos de coordenadas de la poligonal y de los detalles.
- Localización general del proyecto.
- Plano de Manzana Catastral.
- Grafica de la poligonal de amarre.
- Grafica de la malla de puntos de los detalles.
- Plano general del proyecto en escala 1:500.
- Plano de las secciones transversales en escala 1:500.
- Registro fotográfico.
- Certificación de calibración del equipo utilizado.
- Archivos magnéticos de la información de campo, cálculos obtenidos, planos del proyecto en AUTOCAD 2000, y archivo con la curvas de nivel en 3D.

CAPITULO 2. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

2.1 Geología Regional

2.1.1 Generalidades

El área de estudio está ubicada en la parte oriental del Barrio San Martín de Porres y hacia el Norte del Barrio El Paraíso, en la parte media de las laderas de los cerros orientales de la Sabana de Bogotá y hacia arriba de la vía circunvalar. En ella afloran rocas sedimentarias de edad cretácica-terciaria y depósitos inconsolidados del cuaternario.

Como información básica para los estudios geológicos se contó con los estudios de INGEOMINAS (1988,2003 y 2005) y las fotografías aéreas tomadas por el IGAC en diferentes épocas, de las cuales se analizaron vuelos de los años 1938, 1977 y 2004, a escalas 1:15.000 44.000 y 21000 respectivamente. De acuerdo con ella, en el sector estudiado y alrededores afloran rocas de la Formación Guaduas y depósitos poco consolidados de origen coluvial. Tectónicamente el sector se ubica sobre el flanco occidental invertido de un anticlinal fallado (Falla de Bogotá).

2.1.2 Litoestratigrafía

De acuerdo a la nomenclatura utilizada en los estudios geológicos recientes realizados en la Sabana de Bogotá y alrededores ⁹, se describen a continuación las unidades geológicas aflorantes en el área (Figura 2.1).

- *Formación Guaduas (K2 Elg)*

Esta unidad aflora en el sector de estudio. Está constituida por una secuencia interestratificada de lodolitas y arcillolitas grises claras y oscuras, en sectores rojizos-violáceas, de consistencia blanda, en estratificación muy delgada a gruesa. Presenta intercalaciones importantes de niveles de areniscas de color gris claro y amarillo, y rojizo por meteorización cuarzosas, ocasionalmente arcillosos y feldespáticas, de grano muy fino a fino, ocasionalmente de grano grueso a conglomerático, en partes muy ferruginosas, en general friables, en estratificación cruzada y en capas desde delgadas a gruesas, y paquetes de limolitas de color amarillo ocre y amarillo rojizo por meteorización, en estratificación muy delgada a media y altamente meteorizadas.

Los estratos de la Formación Guaduas en los alrededores del sector de estudio, presentan buzamientos en dirección hacia el oriente es decir en sentido contrario a la pendiente topográfica de las laderas (plano 4.1).

- *Formación Cacho (Eic)*

Esta unidad aflora en la parte occidental del área de estudio. Está constituida por una secuencia de areniscas amarillentas, de grano fino a medio, en estratificación media a

⁹ [Ingeominas, 2005] Ingeominas (2005). *Mapa Geológico General de la Sabana de Bogotá; Esc. 1:120.000*. Ingeominas.

gruesa, de dureza media a dura, poco fracturada y moderada claramente meteorizadas, con intercalaciones de limonitas grises a rojizas.

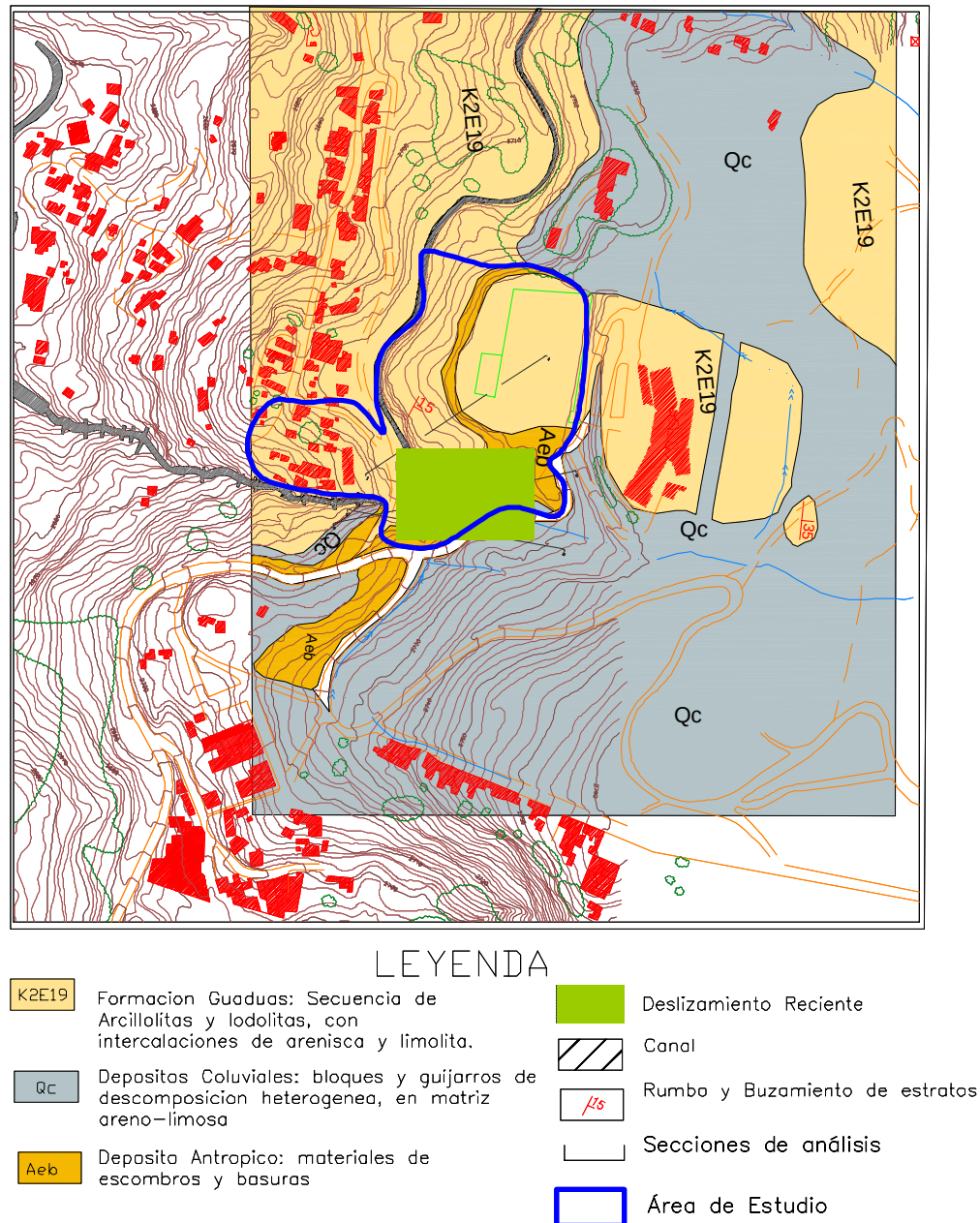


Figura 2. 1 Mapa Geológico Regional

- *Grupo Guadalupe (Kg)*

Las rocas de esta unidad, integrada por las Formaciones: Arenisca Dura (predominante areniscas de grano fino), Plaeners (limolitas arcillolitas silíceas, y areniscas) y Formación Labor y Tierra (Areniscas, grano fino a grueso, ligeramente friables), afloran en la parte oriental y alta de la ladera que conforman los cerros

orientales de la Sabana de Bogotá y por fuera del área de influencia del sector de estudio del presente proyecto.

- *Depósitos inconsolidados de origen Coluvial (Qc).*

Estos materiales afloran principalmente hacia la parte oriental y suroriental del sector de estudio. Están conformados por bloques heterométricos de areniscas y limolitas de formas angulares a sub-angulares, embebidos en una matriz areno-limosa y arcillo-limosa. Estos materiales son los resultantes de los procesos denudativos, especialmente de remoción en masa y caídas de rocas que han afectado las laderas y escarpes de la parte alta de los cerros orientales y que se depositaron en las partes bajas e inferiores.

- *Depósitos de origen Antropico (Aeb)*

Corresponden a materiales conformados por escombros y detritos provenientes de las actividades de construcción, así como basuras arrojadas y acumulados en algunos sitios de las laderas del sector estudiado.

2.2 Tectónica

El sector de estudio se ubica en el flanco occidental de los cerros orientales de Bogotá, que corresponde a una estructura anticlinal invertido y afectado por la Falla de Bogotá, de tipo inverso, la cual pone en contacto estratos de composición limolítica-silíceos de la Formación Plaeners, sobre rocas de composición arcillo-limosa-arenosa de la Formación Guaduas.

Los estratos en el área mencionada, se presentan en posición invertida y con buzamientos en dirección contraria a la pendiente topográfica de las laderas.

2.3 Geomorfología Regional

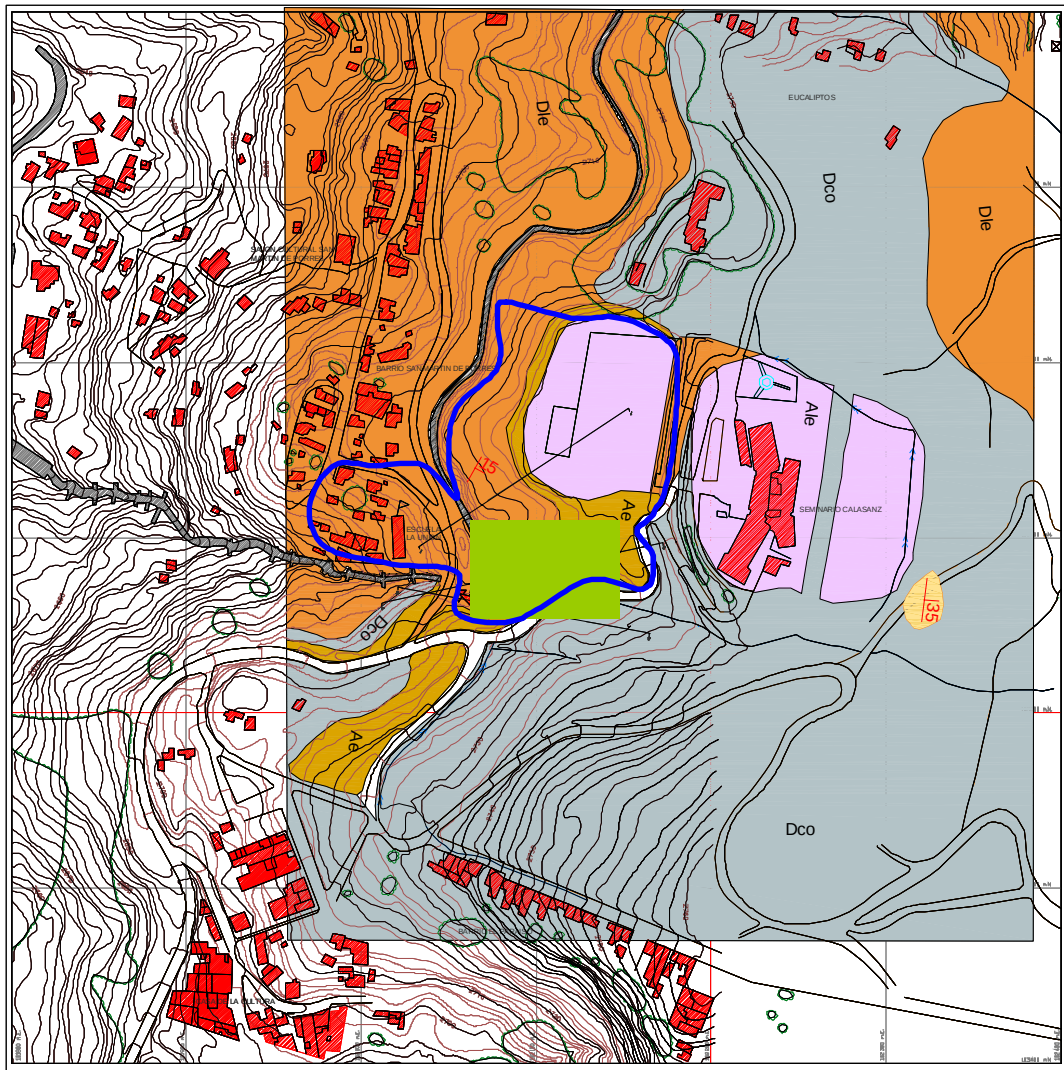
Esta temática correspondiente a la evaluación del origen de la forma de los terrenos y de los procesos que han ocurrido sobre ellos, indica que en el área se presentan unidades y subunidades principalmente de origen estructural - denudativo -- acumulativo y en menor proporción de origen antrópico. Igualmente se observaron procesos morfodinámicos recientes de tipo deslizamientos rotacionales. Regionalmente se distinguen las siguientes unidades geomorfológicas (Figura 2.2):

2.3.1 Sub-unidades geomorfológicas de origen estructural-denudativo.

Se presentan geoformas correspondientes a laderas de contrapendiente.

- *Laderas de contrapendiente (Del).*

Corresponden a laderas con estratos rocosos principalmente de composición arcillo-limosa-arenosa, (Formación Guaduas), dispuestos en contra de la pendiente topográfica. Se caracterizan por su forma cóncava o convexa, y con pendientes suaves a moderadas. Sobre esta subunidad se han presentado procesos de movimientos en masa recientes de moderada a pequeña magnitud.



LEYENDA

Dle	Ladera De Contrapendiente	Ale	Laderas Explanadas
SUBUNIDADES DE ORIGEN DENUDATIVO			
Dco	Conos y Lobulos Coluviales		Deslizamiento Reciente
SUBUNIDADES DE ORIGEN ANTROPICO			
Ae	Llenos de Escombros y Basuras		Canal
			Rumbo y Buzamiento de estratos
			Área de Estudio
			Secciones de análisis

Figura 2. 2 Mapa Geomorfológico Regional

2.3.2 Subunidad de origen denudativo acumulativo y antrópico.

Corresponden a geoformas de acumulación de las que se distinguen:

- *Cono y lóbulo coluvial (Dco).*

Corresponden a terrenos de formas en general convexas e inclinaciones de moderada a alta; se encuentran localizadas hacia la parte oriental y suroriental del área de estudio; Se originan por acumulación de materiales sobre las laderas por procesos denudativos (erosión, escorrentía superficial y movimientos de remoción en masa en general). Están constituidos de bloques angulares a subangulares, de diferentes tamaños y composición heterogénea, embebidos en matriz areno-limosa y arcillo-limosa. Su espesor es difícil de precisar, el cual puede oscilar entre pocos metros (1 a 2m) y los 10m aproximadamente.

- *Subunidades de origen antrópico.*

Corresponden a geoformas originadas principalmente por acciones del hombre, entre las cuales se tienen: las laderas explanadas y los llenos de escombros y de basuras (Alle).

CAPITULO 3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

3.1 Generalidades

De acuerdo con los requerimientos del estudio de estabilidad propuesto para las zonas 1 y 2, se consideran tres aspectos fundamentales de la hidrología como aporte a la solución del problema desde el punto de vista de esta temática. El primero de ellos es la caracterización del comportamiento temporal y espacial de la lluvia dentro del área de estudio; el segundo corresponde a la estimación de los caudales de creciente que pueden ser generados en la cuenca del río Arzobispo a la altura de los sitios de deslizamiento y por último la consideración de la precipitación como factor detonante de los movimientos en masa.

Para tal efecto, es necesario contar con la mayor y mejor información hidrometeorológica del sitio en estudio y concentrada en cercanías del mismo, con el fin de obtener datos representativos de los parámetros de interés y con base en los cuales efectuar los diseños apropiados de las obras hidráulicas.

La precipitación es caracterizada aquí en detalle con datos provenientes de fuentes oficiales cuyo manejo garantiza en gran medida la validez de los mismos, indicando primero para todas las estaciones existentes seleccionadas, sus valores medios, máximos y mínimos a nivel mensual multianual y finalmente producto de la observación y análisis, adoptar valores representativos que garanticen de forma conservadora la estabilidad y efectividad de las obras que sean proyectadas.

Así mismo dentro del análisis es necesario emplear las curvas de intensidad, duración, frecuencia (IDF) establecidas o en su defecto estimarlas a fin de obtener de ellas las intensidades máximas de los aguaceros y calcular los caudales de crecientes en el caso de corrientes naturales o escorrentía superficial en el caso de no encauzamiento, que son requeridos en la etapa de diseño de obras de estabilización.

Finalmente y si la información adquirida lo permite, puede establecerse la relación entre la precipitación y la ocurrencia del evento de deslizamiento ó en el caso más desfavorable, obtener los valores de precipitación críticos para la ocurrencia de fenómenos similares en dicha zona a partir de las relaciones existentes producto de estudios elaborados hace ya varios años para el FOPAE en la ciudad de Bogotá¹⁰.

3.1.1 Contexto Regional y Local

- *Hidrológico*

Hidrológicamente, el Barrio San Martín de Porres se localiza en la parte alta de la ladera occidental del alto El Cable dando origen a un pequeño drenaje cuya divisoria se encuentra a 3214 msnm y que ha sido alterado en el sector de sus nacimientos por las obras de infraestructura construidas para el acceso a las antenas de transmisión que fueron instaladas en el alto, desviando el drenaje más alto; a la altura de la Zona 1 de este estudio se encuentra una canalización de este drenaje la cual conduce a una estructura de caída hasta su entrega al canal paralelo a la avenida circunvalar, para

¹⁰ [INGEOCIM, 1999] INGENIERÍA CIVIL (1999). *Estudios de Remoción En Masa En Varias Localidades de Bogotá. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad Y Riesgo Por Inestabilidad Del Terreno Para Las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santa Fe, Chapinero, Usaquén Y Suba de Santa Fe de Bogotá*. Technical Report 47, FOPAE.

entregar finalmente sus aguas al río Arzobispo, localizado hacia el sur del barrio. Este afluente de la cuenca alta del Río Arzobispo hace finalmente parte de la vertiente oriental del Río Bogotá.

En este sector montañoso ocurren precipitaciones frecuentes causadas por la condensación de la evaporación proveniente de la Sabana y que es transportada por las masas de aire que circulan generalmente en dirección predominante occidente -- oriente y posteriormente norte -- sur como efecto de su choque con los cerros.

Como se citó anteriormente, los drenajes de la vertiente occidental de los cerros orientales que enmarcan la sabana, así como los drenajes del sector occidental de la ciudad, son aportantes de la cuenca del río Bogotá. La cuenca alta del Río Arzobispo como afluente del río Bogotá, posee vertientes "naturales" que han sido desafortunadamente intervenidas con el paso del tiempo, y que ante la creciente necesidad de espacio que ha tenido la ciudad, obliga incluso a que este curso le atraviese de forma subterránea por su parte más céntrica.

Pese a que la zona ha sido objeto de estudios, diseños y construcción de obras, a lo largo de la ladera en donde se produjo el movimiento discurrió posiblemente el cauce natural y en estudios anteriores del sector este sitio se había sido caracterizado como un área saturada por su alto contenido de humedad.

En particular las obras de drenaje planteadas y construidas funcionan para el manejo de la escorrentía superficial encauzando la misma a los canales escalonados existentes¹¹. Sin embargo, ya que la ladera no contaba con ningún tipo de obra de control de drenaje y más bien era un material que obstruyó un cauce natural, es muy posible que la elevada escorrentía ocasionada por las lluvias de los días precedentes haya incrementado no solo el flujo superficial sino también el subsuperficial al interior del talud, generando el deslizamiento de la Zona 1 en Mayo de 2006. Algo semejante se podría decir de la Zona 2, aunque de ella no se tuvo mayor información sobre las fechas de ocurrencia de los deslizamientos que la han afectado.

Puesto que la unidad de estudio hidrológico preferencial es la cuenca vertiente, en el caso de cuencas urbanas es muy importante definir no solo el área de drenaje aportante natural e intervenida, sino que además incluye el reconocimiento de los puntos en los cuales la escorrentía es derivada a otros cursos menores, la identificación de los puntos de concentración del escurrimiento superficial ladera abajo y finalmente el señalamiento de aquellos puntos en los cuales el agua superficial es incorporada a sistemas de recolección y alcantarillados pluviales concebidos y construidos para tal fin.

De otra parte y a manera de referencia se relacionan a continuación los valores medios de parámetros meteorológicos que para la Ciudad de Bogotá D. C. que publica el Instituto Colombiano de Meteorología, Hidrología y Estudios Ambientales (IDEAM) en su página web. La observación de estos parámetros brinda una amplia visión en cuanto a los valores medios que se presentan en la ciudad, puesto que el área plana es posiblemente mejor representada por dichos valores, dada su proporción en área en comparación con las áreas montañosas del oriente de la ciudad (ver Tabla 3.1). Ello permite asociar un orden de magnitud del sector del estudio, a la condición hidrológica de los cerros que circundan la Sabana.

¹¹ [Hidrotec, 1998] Hidrotec, L. (1998). *Estudios Y Diseños Estabilidad Taludes Y Control de Erosión Y Manejo de Aguas Para la Estabilización de Diferentes Sitios En la Ciudad de Santafe de Bogotá. Informe Final San Martín de Porres*. Technical Report 51-IF-01-01, Fondo para la Prevención y Atención de Emergencias.

Tabla 3. 1 Principales Parámetros meteorológicos para la ciudad de Bogotá D.C.

Medios	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL
Precipitación	29.4	41.1	65.3	103.0	92.2	53.8	41.9	45.9	70.0	107.0	91.3	52.8	740.9
Nº días	8	11	14	18	20	18	17	16	16	18	17	12	185
T. máx. abs.	24.9	24.8	24.9	23.2	23.5	23.1	22.4	23.6	23.3	23.6	24.0	23.8	24.9
T. mín. abs.	-3.0	-6.4	-3.2	0.0	0.7	1.0	0.4	-1.5	-0.2	0.5	-3.0	-6.0	-6.4
T. máx. med.	19.9	19.9	19.9	19.5	19.2	18.7	18.3	18.6	19.0	19.2	19.3	19.5	19.2
Temperatura	13.1	13.4	13.0	14	13.7	13.3	13.2	13.3	13.4	13.4	13.4	13.1	13.3
T. mín. med.	5.5	6.4	7.6	8.5	8.7	8.3	7.7	7.3	7.1	7.6	7.9	6.3	7.4
Brillo	187.1	148.2	143.1	109.8	112.9	113.9	136.3	137.3	122.1	120.7	130.8	162.9	1062.8
Evaporación	102.1	94.3	94.1	79.3	84.7	81.7	93.3	90.3	90.4	93.3	83.3	79.6	88.5
Nubosidad	5	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	5	6

Fuente: IDEAM (<http://www.ideam.gov.co/sectores/aero/climat/parambogota.htm>)

3.2 Recopilación de Información

Con el fin de observar y seleccionar las estaciones próximas al área de estudio, fueron consultadas las bases de datos de IDEAM, CAR y por supuesto la EAAB generando así un inventario de información existente, del cual se seleccionaron las estaciones próximas al área de estudio (tabla 3.2) y procediendo luego a su adquisición.

Tabla 3. 2 Inventario de Estaciones Hidrometeorológicas cercanas al area de estudio

Estacion	Nombre	ENTIDAD	TIPO	Localizacion		Elevacion (msnm)	Periodo de registro	
				N	W		Instalación	Suspensión
2120040	SAN LUIS	EAAB	PG	4 39'	74 03'	2959	1936-02	
2120115	EDIF M MEJIA	CAR	PG	4 37'	74 05'	2580	1981-01	
2120023	SAN DIEGO	EAAB	PM	4 37'	74 04'	2700	1945-12	
2120066	LA VIEJA	EAAB	PM	4 39'	74 03'	2720	1958-01	1990-11
2120032	EL GRANIZO	EAAB	PM	4 37'	74 03'	3125	1947-09	

Estacion registros no disponibles

2120554	INST. GEOF. ANDES	PART	CO	4 38'	74 04'	2600	1942-01	
---------	-------------------	------	----	-------	--------	------	---------	--

De las estaciones inventariadas y seleccionadas la más cercana corresponde a Instituto Geofísico de los Andes la cual es de tipo Climatológico Ordinario. Desafortunadamente no se logró conseguir información de esta estación debido a que al parecer no se encuentra en operación.

De las estaciones relacionadas fueron adquiridos a la EAAB los siguientes parámetros de acuerdo con su tipo:

- Precipitación Total (PM y PG)
- Precipitación máxima en 24 horas (PM y PG)
- Curva IDF (PG)

La información proveniente de la CAR sobre Precipitación Total y Precipitación Máxima en 24 horas de la estación Edif. M Mejía, fue obtenida de la página web de dicha entidad.

3.3 Análisis de la Información

Con base en la información adquirida se realizó el análisis de la precipitación para el área de estudio, tal como sigue.

3.3.1 Caracterización de la precipitación

- *Precipitación Media*

La precipitación media de las estaciones fue obtenida para todo el periodo de registro de las estaciones operadas por la EAAB ESP a la fecha del estudio. En la tabla 3.3 se observan los valores medios mensuales y el valor total para cada estación.

Tabla 3. 3 Valores Totales Anuales de Precipitación

VALORES TOTALES ANUALES DE PRECIPITACION DE LAS ESTACIONES HIDROMETEOROLOGICAS CERCANAS AL AREA DE ESTUDIO

Estación	Nombre	TIPO	Promedios de precipitación media multianual												Ptotal (mm)
			ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	
2120040	SAN LUIS	PG	58	67	85	117	104	68	60	53	55	129	134	81	1013
2120115	EDIF M MEJIA	PG	44	42	66	84	85	38	31	37	43	84	97	64	716
2120023	SAN DIEGO	PM	44	69	84	119	101	61	50	44	57	137	138	78	983
2120066	LA VIEJA	PM	55	70	91	124	102	59	47	50	57	143	137	89	1024
2120032	EL GRANIZO	PM	60	77	90	123	126	93	82	71	68	143	147	80	1162

En la Figura 3.1 se observa gráficamente el comportamiento de la precipitación a lo largo del año y el valor promedio considerado para el área de estudio.

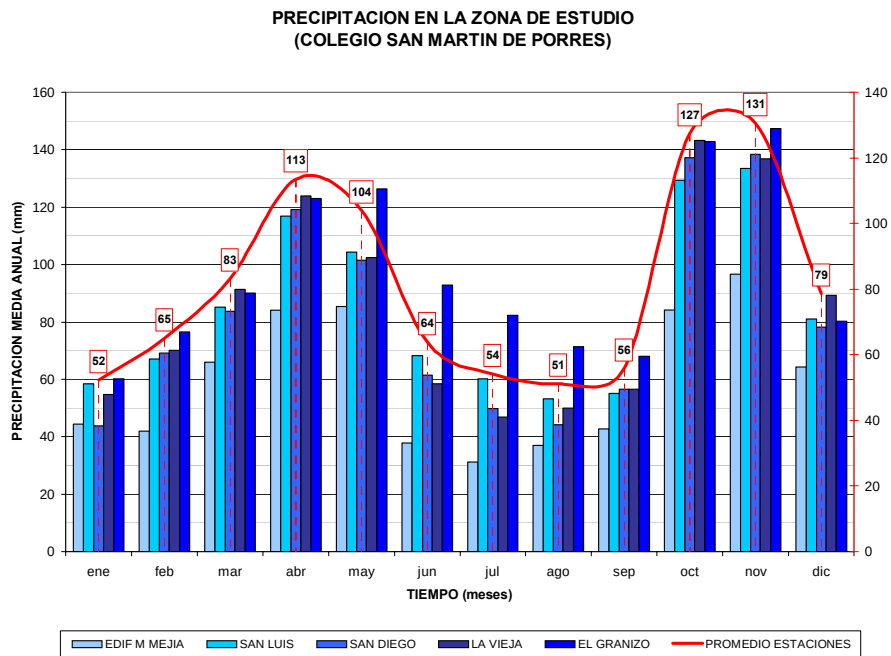


Figura 3. 1 Precipitacion en la zona de estudio (Colegio San Martin de Porres)

- *Temporalidad*

Con respecto al comportamiento intranual de la precipitación media se observa que el régimen es bimodal coincidiendo el año hidrológico con el año calendario. Los valores medios indican que los meses de precipitación baja para la zona se encuentran entre los 20 y 60 mm promedio mensual mientras que las altas precipitaciones están entre 100 y 160 mm en promedio mensual. Describiendo el comportamiento en estos términos, los periodos de menor precipitación identificados están comprendidos por los meses de enero, febrero, julio, agosto y septiembre, mientras que los de mayor

precipitación son marzo, abril, mayo, octubre y noviembre. El mes de diciembre puede considerarse de transición al periodo seco y los meses de octubre y noviembre los más lluviosos del año siendo el segundo periodo del año el de mayor magnitud promedio mensual (181 mm).

Para el análisis a nivel multianual, puede observarse en la Figura 3.2 la precipitación media mensual durante el periodo de registro de las estaciones, superpuestas con el mismo intervalo de tiempo en el registro.

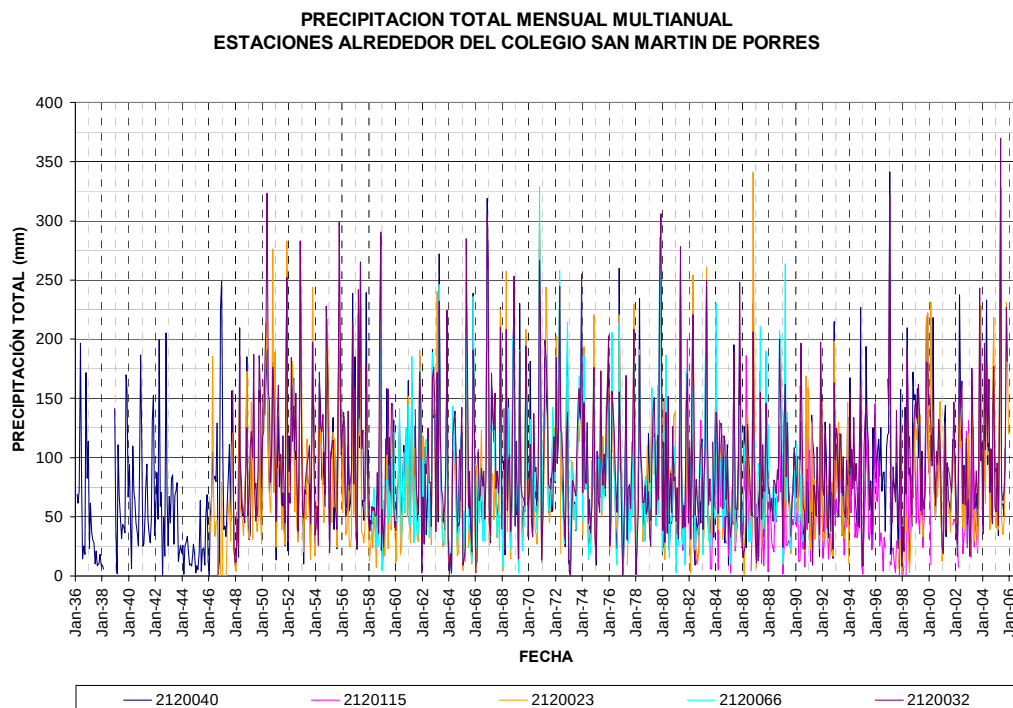


Figura 3. 2 Precipitación total mensual multianual estaciones alrededor del colegio San Martin de Porres

Vale la pena anotar aquí que el periodo de registro varía entre las diferentes estaciones siendo la de menor periodo de registro la estación perteneciente a la CAR (Edificio M Mejía) con 23 años, lo cual independientemente del número mayor de años, garantiza el manejo estadístico de valores estimados para periodos de recurrencia de 100 años. Los gráficos separados de cada una de las estaciones, se muestran igualmente en la Figura 3.3.

Nótese en las Figuras, 3.3 y 3.4 que las mayores precipitaciones mensuales corresponden a la estación El Granizo en el mes de mayo del año 2005 con 370 mm y en su orden, los valores registrados en San Luis de 342 mm para enero de 1997, San Diego con 340.8 mm en octubre de 1986, La Vieja con 329.2 mm en octubre de 1970 y nuevamente la estación El Granizo con 323.2 mm en mayo de 1950.

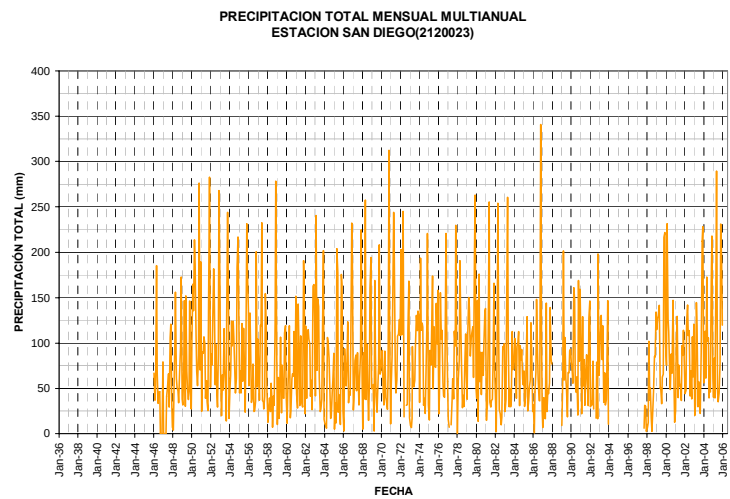
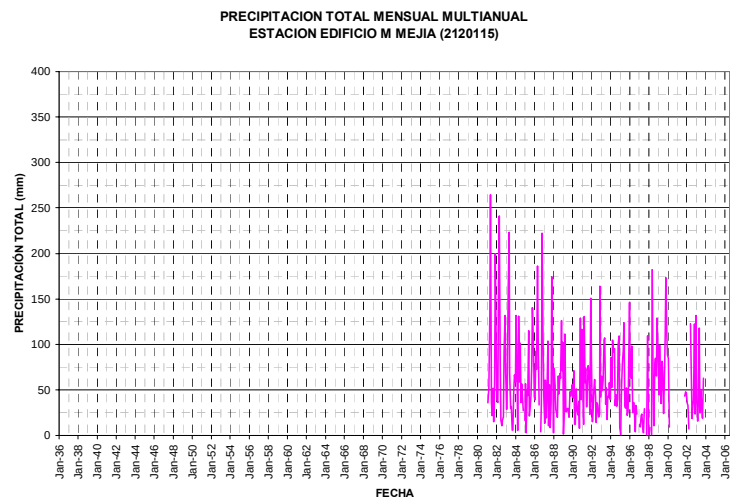
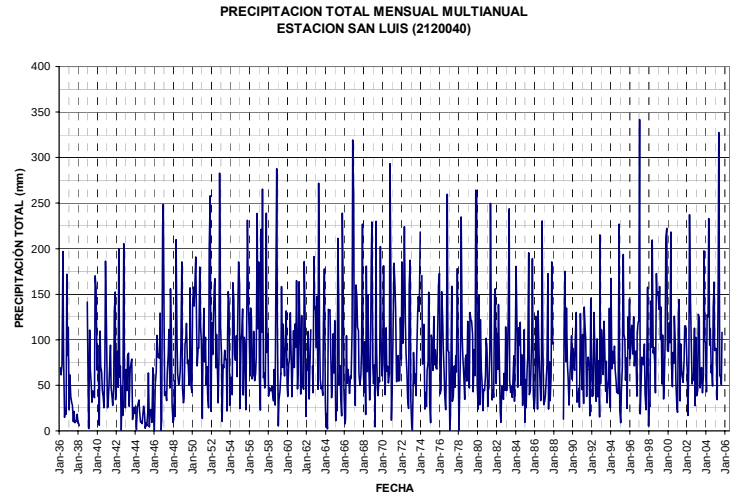


Figura 3. 3 Precipitacion total mensual multianual (a)

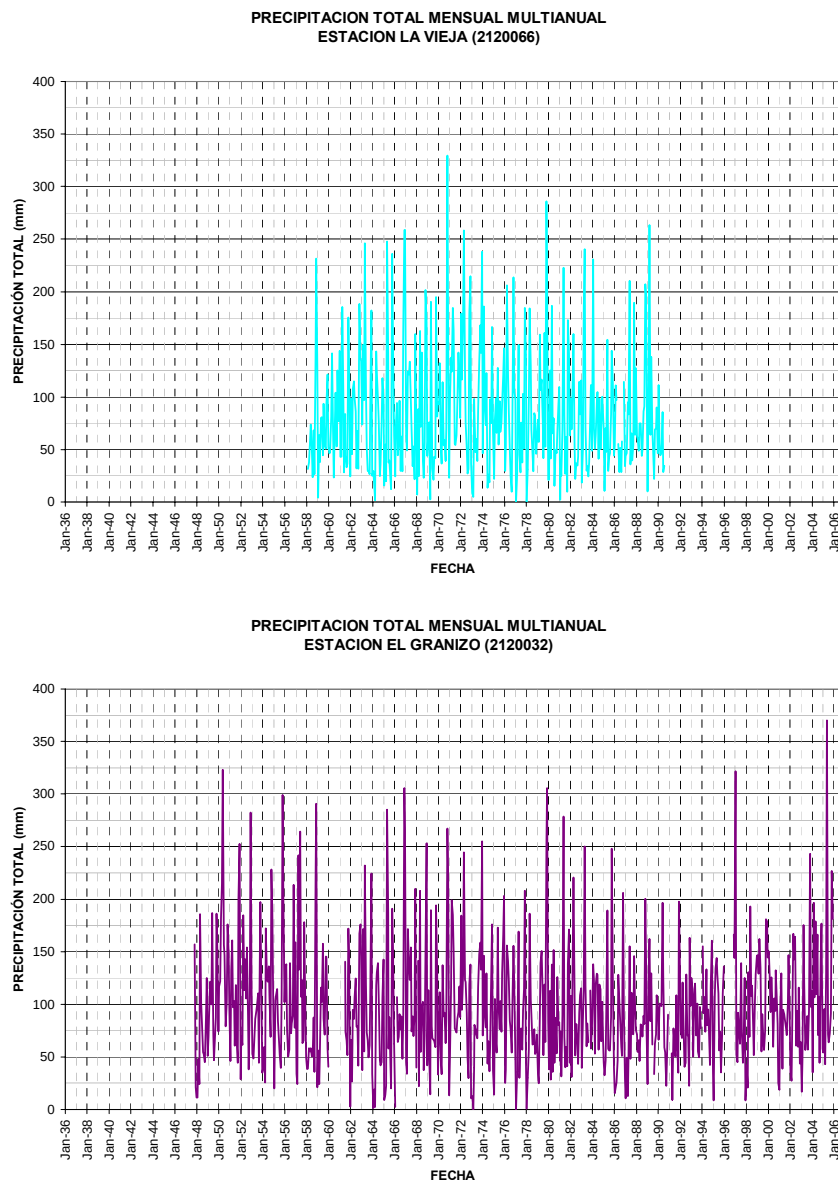


Figura 3. 4 Precipitacion total mensual multianual(b)

Para la estación de la CAR Edificio M Mejia no se observa registrado un valor máximo que sea comparativo con los anteriores pues su mayor magnitud mensual registrada ha sido de 264.2 mm en el mes de mayo de 1981.

- *Distribución espacial*

Con los valores totales anuales de precipitación y la localización en planta de las estaciones seleccionadas, se elaboraron las isoyetas medias anuales para el sector de estudio las cuales se presentan en la Figura 3.5. El valor promedio aritmético de precipitación total anual de las estaciones circundantes al área de estudio es de 979 mm el cual se encuentra dentro del orden de magnitud de la precipitación observada en las isoyetas (Figura 3.6).

En forma general se aprecia en la Figura 3.5 la variación en magnitud de precipitación en sentido oriente occidente de 1160 mm a 740 mm anuales y en particular para la zona de estudio del orden de 940 mm a 980 mm anuales.

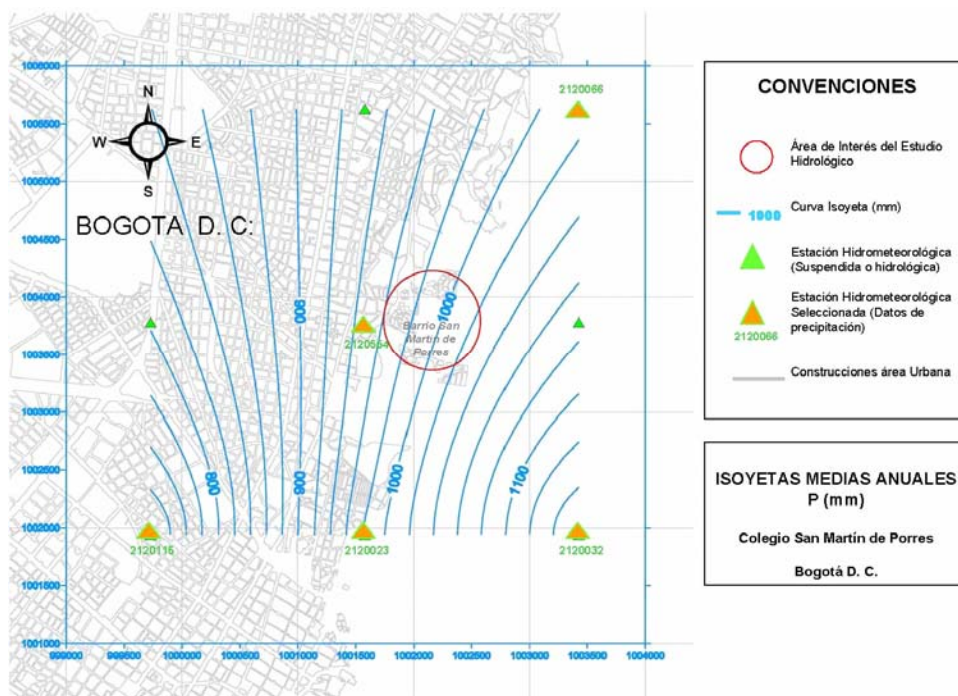


Figura 3.5 Isoyetas medias anuales

PRECIPITACION TOTAL ANUAL DE LAS ESTACIONES SELECCIONADAS
(Estaciones circundantes al area de estudio Colegio San Martin de Porres)

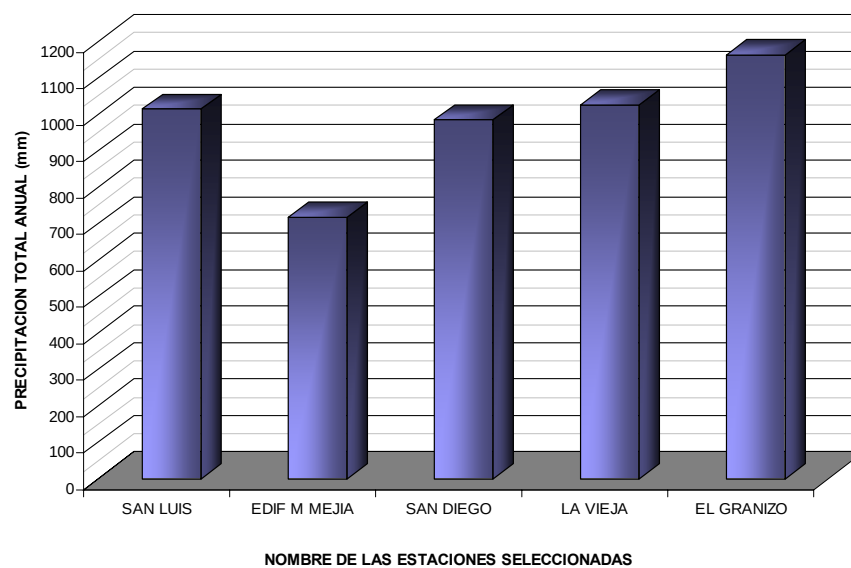


Figura 3.6 Precipitación anual de las estaciones seleccionadas (circundantes al area de estudio Colegio San Martin de Porres)

Finalmente, en la Figura 3.7 se observa la relación de la precipitación con la elevación elaborada con base en la información adquirida de las estaciones seleccionadas. La elevación del área de estudio es del orden de los 2680 msnm. Se aprecia para el área de estudio con base en esta gráfica se obtendría un valor de 896 mm anuales el cual es más bajo debido muy seguramente a la baja correlación de los datos ($R^2=0.683$). La relación indicada en la Figura 3.7 permite validar la variación de la precipitación con la elevación.

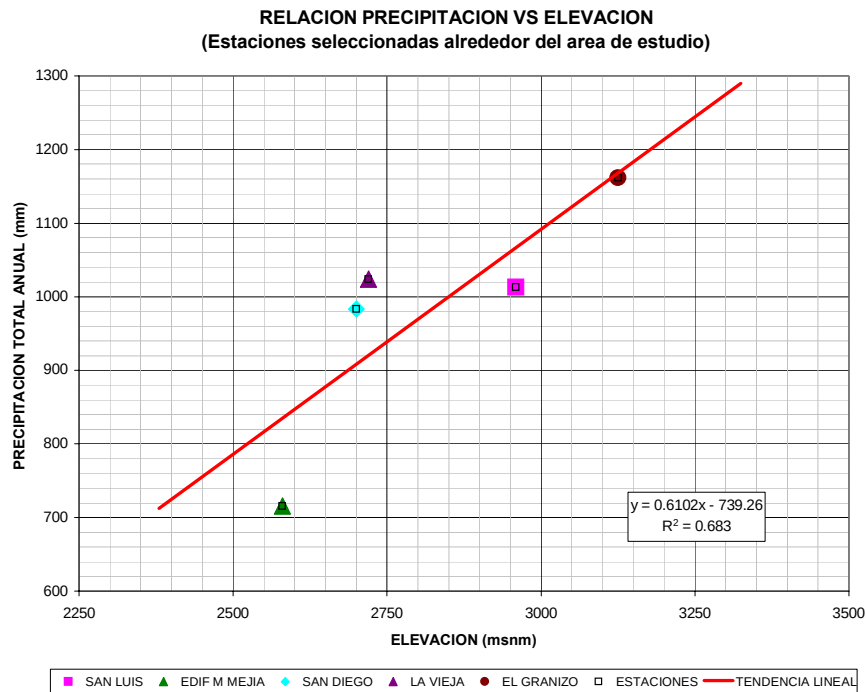


Figura 3. 7 Relación Precipitación vs Elevación (estaciones seleccionadas alrededor del area de estudio)

- *Precipitación máxima en 24 horas*

La precipitación máxima en 24 horas de las estaciones fue obtenida para todo el periodo de registro de las estaciones operadas por la EAAB ESP a la fecha de elaboración del informe. En la Tabla 3.4 se observan los valores medios mensuales y el valor total para cada estación. Así mismo en la Figura 3.8 se presenta la variación en el tiempo de este parámetro, recordando que el mismo refleja una situación aleatoria que no necesariamente está ligada al periodo de máxima precipitación mensual.

Es importante destacar por ejemplo la elevada magnitud registrada en las estaciones San Luis y El Granizo en los meses de abril del año 2000 y mayo del año 2005 respectivamente.

Tabla 3. 4 Valores máximos de precipitación en 24 horas

VALORES MAXIMOS DE PRECIPITACION EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES HIDROMETEOROLOGICAS CERCANAS AL AREA DE ESTUDIO														
Estación	Nombre	TIPO	Precipitacion maxima en 24 horas											
			ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
2120040	SAN LUIS	PG	60.8	57.9	58.0	129.0	81.3	65.2	46.9	45.3	54.6	75.8	64.0	68.6
2120115	EDIF M MEJIA	PG	50.7	34.6	51.2	48.6	66.1	25.4	14.9	38.9	27.5	49.0	48.4	40.3
2120023	SAN DIEGO	PM	48.2	69.0	75.0	60.0	80.6	36.5	45.0	37.5	46.0	92.5	95.0	65.0
2120066	LA VIEJA	PM	60.4	71.0	53.0	60.5	85.1	71.2	45.4	45.6	48.0	37.9	79.6	55.0
2120032	EL GRANIZO	PM	70.1	62.5	72.3	93.7	139.0	54.6	29.2	32.4	38.2	69.8	90.0	62.3

**PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS EN LA ZONA DE ESTUDIO
(COLEGIO SAN MARTIN DE PORRES)**

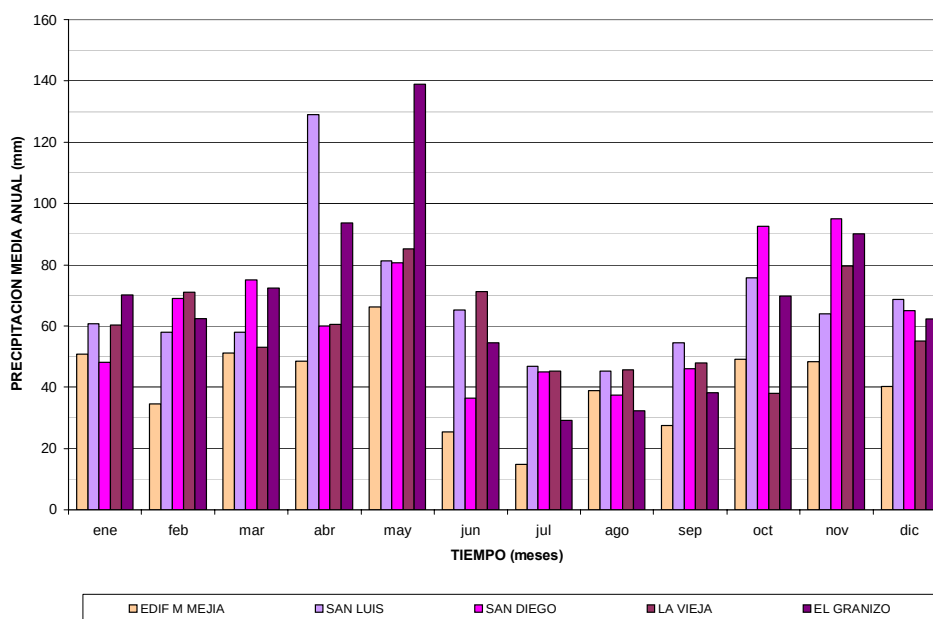


Figura 3. 8 Precipitación máxima en 24 horas en la zona de estudio

Así mismo vale la pena anotar que los máximos se han presentado en las demás estaciones concordantes con el régimen de precipitación en un rango entre 10 y 100 mm aunque los máximos en 24 horas mensuales de las estaciones varían entre 45 y 140 mm donde los valores anuales por estación están entre 66 y 140 mm en 24 horas como se ilustra en la Figura 3.9.

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES SELECCIONADAS
(Estaciones circundantes al area de estudio Colegio San Martin de Porres)

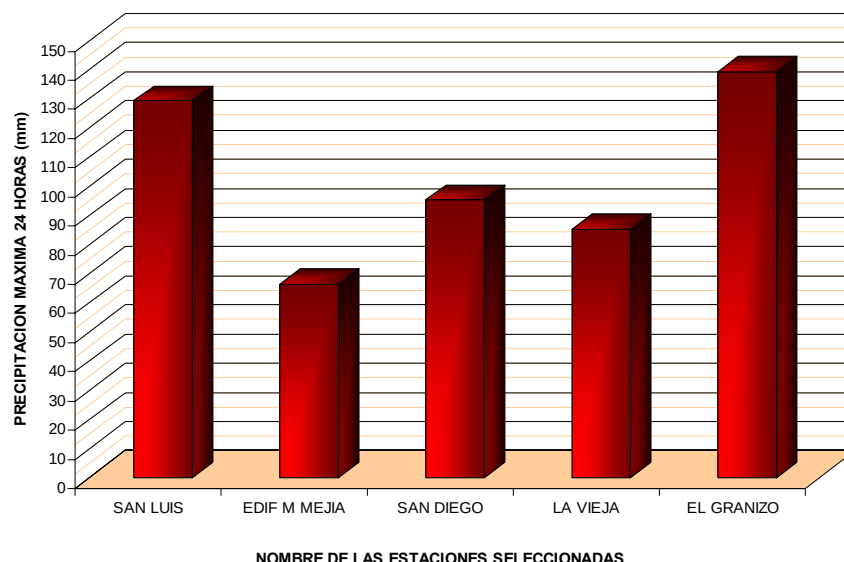


Figura 3. 9 Precipitación máxima en 24 horas de las estaciones seleccionadas

- *Lluvias de corta duración*

Este aspecto es uno de los más influyentes en la estabilidad de las laderas. Por esta razón en los estudios de estabilidad debe considerarse el evento de lluvia dentro de los detonantes de movimientos en masa.

Para ello 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, siendo su principal limitante la no existencia de registros de estaciones pluviográficas (PG) en el área de interés.

Las curvas IDF se obtienen a partir de registros pluviográficos y su elaboración conlleva un arduo y minucioso trabajo, que aunque se encuentra estandarizado, puede variar dependiendo de la interpretación y calidad de los registros así como su debida actualización. Es así que cada aguacero entra a formar parte de la historia de la estación de registro y es por ello que las curvas pueden variar en el tiempo, más aún si eventos extraordinarios de lluvia son registrados.

En este estudio se contó con la información de la red operada por la EAAB ESP, la cual utiliza internamente el software SISTORM que suministra los coeficientes de la ecuación de las curvas IDF para diferentes periodos de recurrencia. Dicho software incluye los valores actualizados de las estaciones que hayan sido ingresados a la base de datos. Por esta razón fue adquirido este parámetro (IDF) de la estación San Luis el cual se encontraba disponible en el departamento de hidrología de dicha empresa, siendo muy favorable por cuanto es la más próxima al área de estudio.

Existen diferentes metodologías para la obtención de curvas IDF que permiten suplir la carencia de los registros pluviográficos de la precipitación, pues a partir de los registros de precipitación máxima en 24 horas en estaciones de tipo pluviométrico (PM), también es posible elaborar las curvas. La validación de estas metodologías depende en gran medida del tipo de aguaceros que se presenten en la zona en comparación con los que fueron base para su construcción. Por esta razón, en el

presente estudio se elaboró un ejercicio previo de comparación e ilustración sobre los resultados de generar curvas por dos métodos: Bell ¹² (método tradicional calibrado con las curvas oficiales del IDEAM para la estación (Observatorio Meteorológico Nacional) y el método de Kothyari y Garde ¹³ para la India, cuyos resultados han sido objeto de discusión pero igualmente han orientado el desarrollo de relaciones de este tipo para el país Vargas y Díaz-Granados ¹⁴.

Con la información adquirida, y una vez realizado el ejercicio como se muestra en la Figura 3.10, se concluye sin mayor esfuerzo que las curvas IDF generadas con la ecuación de Bell no se ajustan a las obtenidas oficialmente por la EAAB; por el contrario, la mejor correlación la tienen las curvas generadas empleando Kothyari y Garde siendo sus valores mayores a los reales.

Vargas y Díaz Granados encontraron para el caso Colombiano que la ecuación de Kothyari y Garde, descrita a continuación en su forma original, se ajusta muy bien a las condiciones presentes en el país y efectuando un estudio comparativo de su aplicación con 165 curvas reales de diferentes regiones, obtuvieron los coeficientes de regresión de la expresión para cuatro regiones en que se dividió el país (R1 a R4) siendo R1 la región andina, objeto de estudio.

$$i = C \frac{T^{0.20}}{t^{0.71}} (R_{24}^2)^{0.33}$$

Donde

i Intensidad media de la lluvia (mm/hr)

C es una constante que depende de las estaciones analizadas (India $C=8.31$ con errores menores a +/-30% en el 95% de los casos)

T es el periodo de recurrencia en años

t es la duración en horas

R_{24}^2 es la profundidad de precipitación en mm correspondiente a un periodo de retorno de 2 años y duración 24 horas en mm.

Entre otros resultados interesantes de la investigación de Vargas y Díaz - Granados (1992) fue posible establecer, que en el caso colombiano el parámetro puede ser remplazado por el valor medio de las lluvias máximas diarias.

Con 116 estaciones incluidas las de Bogota, para la región andina (R1) Vargas y Díaz - Granados proponen la siguiente ecuación:

$$i = 0.94 \frac{T^{0.18}}{t^{0.66}} M^{0.83}$$

Donde

M es el valor promedio de las lluvias máximas diarias en mm

¹² [Bell, 1969] Bell, F. C. (1969). Generalized rainfall - duration - frequency relationships. *Journal of Hydraulics Division*, 95(HY1).

¹³ [Kothyari, 1992] Kothyari, U. C. Garde, R. J. (1992). Rainfall intensity- duration - frequency formula for india. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(2).

¹⁴ [Vargas, 1998] Vargas, R. Diaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad - duración - frecuencia para colombia. In *X Seminario Nacional de Hidráulica*.

Pese a que esta ecuación presenta un coeficiente de variación alto ($r^2=0.93$), los resultados aplicados a la estación San Luis subestiman los valores de intensidad como se observa en la parte inferior de la Figura 3.10.

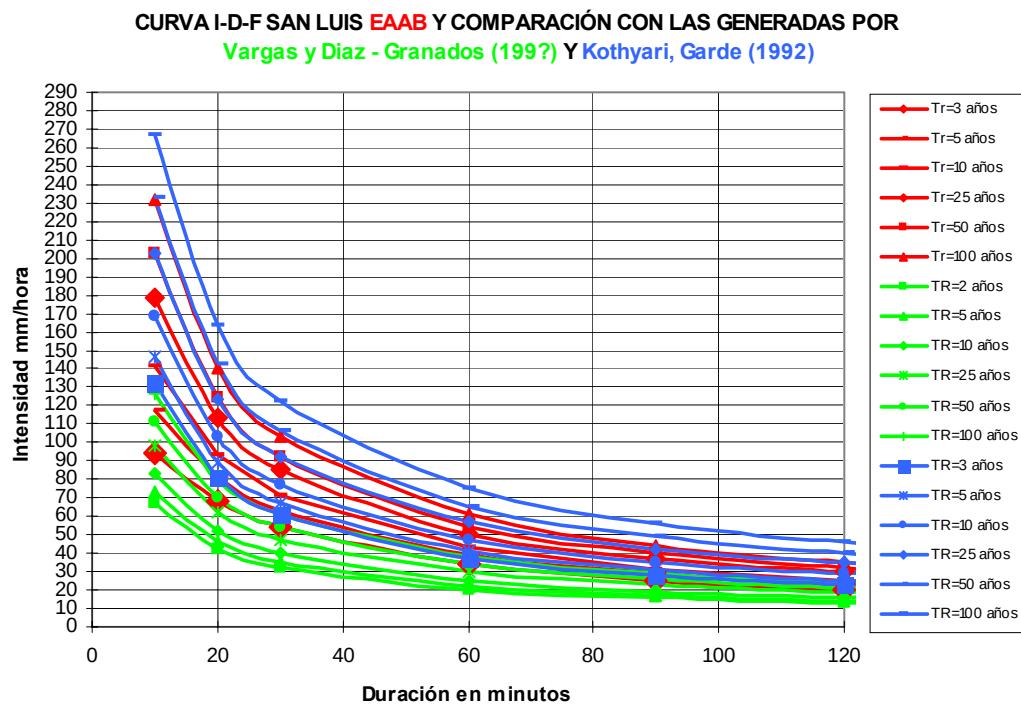
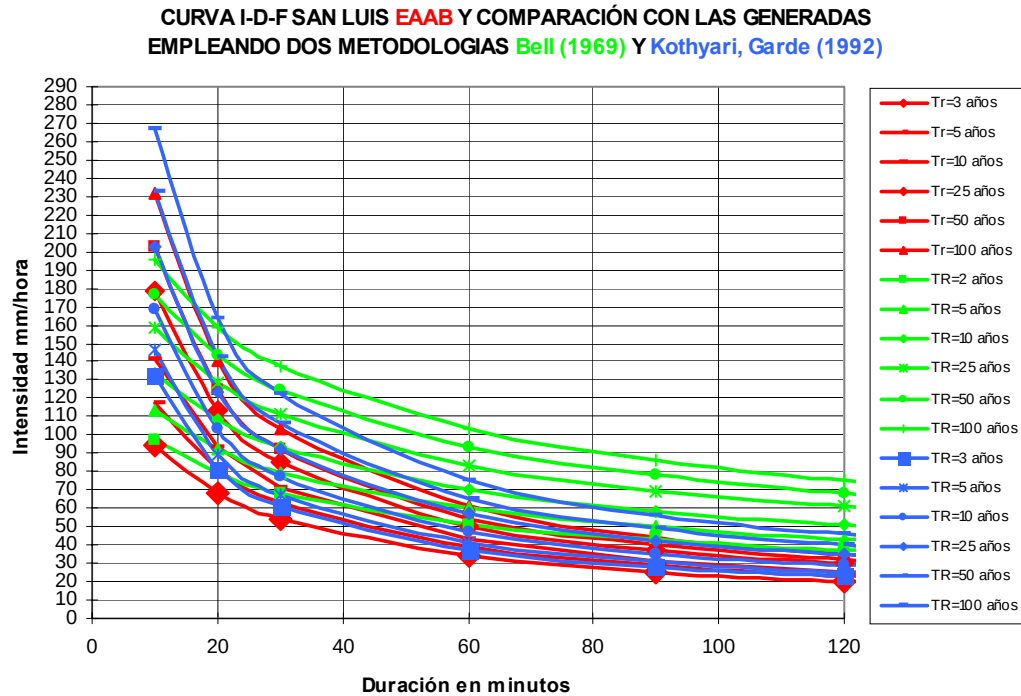


Figura 3. 10 Curvas I-D-F

Finalmente y como conclusión, dado que la estación San Luis se encuentra al oriente de la Sabana fuera de la cuenca del río Bogotá y por tanto de la cuenca de interés, se elaboraron las curvas IDF empleando la metodología de Kothyari y Garde para observar si dentro de las estaciones seleccionadas existe alguna con valores de intensidad mayores y hacer los ajustes del caso al momento de realizar los cálculos que requieran este dato. El resultado de estos análisis se presenta en la Figura 3.11.

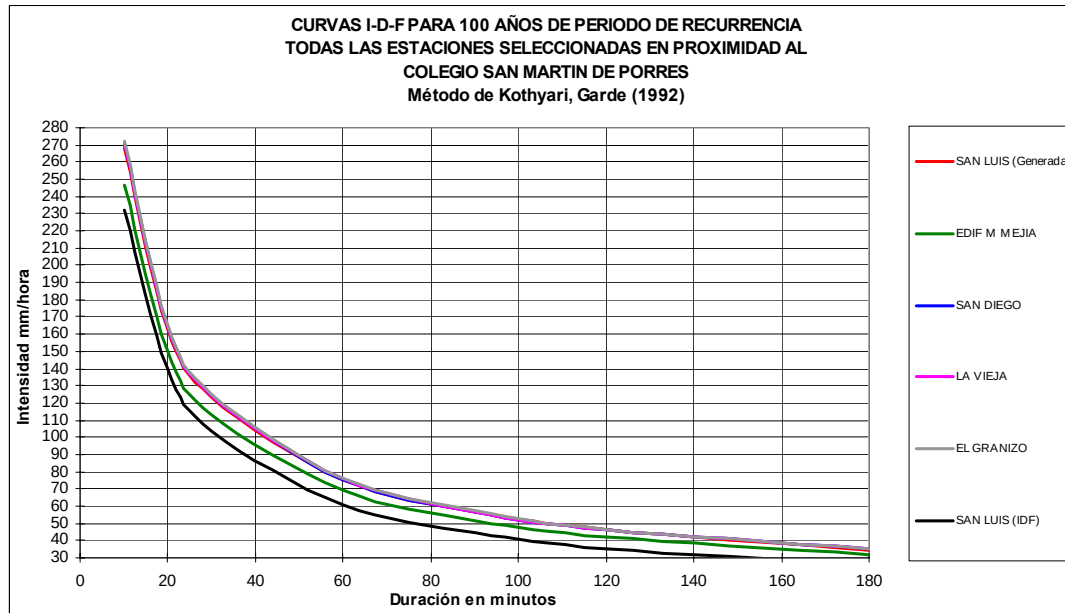


Figura 3. 11 Curvas I-D-F para 100 años de periodo de recurrence

CAPÍTULO 4. ESTUDIO DETALLADO DE LA ZONA 1

La Zona 1 (ver Figura 1.2) corresponde al sitio en donde ocurrió un deslizamiento el día 10 de Mayo de 2006. El área afectada por el deslizamiento fue de aproximadamente 2600 m² y movilizó un volumen de suelo del orden de los 20.000 m³. La masa deslizada se desplazó algunos metros y alcanzó la carrera 4 E que pasa por su pie, cubriendo parte de un canal interceptor y estructura en box culvert que van aproximadamente paralelos a esta vía (ver figura 4.1). Debido a ello, las aguas del canal se represaron amenazando con desbordarse hacia la vía y ladera abajo en donde se encuentra el colegio San Martín de Porres. Bajo estas circunstancias y dado que en ese momento se atravesaba una fuerte temporada invernal, la situación creada era de emergencia y el diagnóstico de la DPAE recomendaba un estudio detallado de estabilidad y el diseño de obras para el control del deslizamiento¹⁵.

En las primeras visitas de campo se observó que el movimiento tenía las características morfológicas típicas de un deslizamiento rotacional, en el cual se observaba claramente el escarpe principal y la forma lobulada del pie del mismo que quedó reposando sobre la estructura en box culvert. Así mismo, la masa de material se encontraba empapada de agua, con varios encharcamientos en todo su cuerpo y zonas en donde se observaba el surgimiento de agua. La masa de suelo presentaba a todas luces una condición de estabilidad marginal que hizo necesario proponer algunas medidas iniciales de emergencia para intentar una estabilización inmediata. Ellas fueron el objeto de las recomendaciones dadas en el primer informe parcial de consultoría así como de diversas comunicaciones verbales en el sitio. Estas consistieron básicamente del drenaje de la masa inestable y la construcción de un muro en gaviones en la pata del deslizamiento.

Las medidas de estabilización a largo plazo, sin embargo, requieren inicialmente un estudio detallado de la estabilidad de la ladera con base en el cual realizar los análisis de las obras necesarias para llevar la ladera a una condición de estabilidad aceptable. En este capítulo se presentan los resultados de cada una de las actividades realizadas para este estudio, así como los análisis de estabilidad y diseño de obras. De esta manera, en primer lugar se tratan los aspectos básicos que permiten determinar las características superficiales y subsuperficiales del terreno con base en las cuales se establece el modelo geológico-geotécnico del mismo. De ellos hacen parte el levantamiento topográfico (descrito en el primer capítulo), la cobertura y uso del suelo, la geología superficial y geomorfología detallada del sitio, la hidrología y la investigación del subsuelo. Con base en esta información, en una segunda parte se crea el modelo del subsuelo y se analiza la condición de estabilidad para varias situaciones de configuración del terreno y de agentes desestabilizadores como son los niveles del agua subterránea y de cargas sísmicas. Finalmente, se evalúan el efecto sobre la estabilidad de diversas alternativas de obras para escenarios de cargas normales y extremas de las cuales se escogen las más favorables para el diseño detallado de las mismas.

¹⁵ Dirección de Prevención y Atención de Desastres DPAE, 2006, Diagnóstico Técnico 1022 No DI-2727

4.1 Usos del Suelo

4.1.1 Introducción

El término cobertura se refiere a todo aquello que cubre la superficie del suelo y que puede derivarse de ambientes naturales producto de la evolución ecológica (bosques, sabanas, lagunas, etc.) o a partir de ambientes artificiales creados y mantenidos por el hombre (cultivos, represas, ciudades, etc.). Por su parte, el término uso indica el empleo que el hombre le da a los diferentes tipos de cobertura para satisfacer sus necesidades materiales o espirituales.

En un estudio geotécnico, la consideración de la variable cobertura y usos del suelo es inevitable por cuanto ella ejerce gran influencia sobre la hidrología y la estabilidad del suelo, dos aspectos estrechamente relacionados con el origen de procesos morfodinámicos. La vegetación estabiliza los suelos, reduce las amenazas de la erosión y los deslizamientos, fenómenos responsables del represamiento de los cuerpos de agua.

El objetivo del presente capítulo es identificar, caracterizar y cartografiar a escala 1:500 la cobertura y usos del área en estudio con el fin de conocer su situación actual, proveer información necesaria para entender las condiciones de estabilidad del terreno y proponer medidas de manejo.

4.1.2 Descripción de la cobertura vegetal y el uso del suelo

En el predio y sectores aledaños se identifican tres tipos bien definidos de cobertura vegetal (ver mapa 4.1), pastizales de Quicuyo (*Pennisetum clandestinum*), plantaciones de eucaliptos (*Eucaliptos globulus*), y Retamo (*Ilex europeus*).

El pasto Quicuyo está presente en la mayor parte del área de estudio, en algunos sectores como especie principal y en otros como sotobosque de las plantaciones de eucaliptos. Se trata de una especie de origen Africano muy bien adaptada a las condiciones ambientales de Bogotá y la Sabana. Invasor agresivo en terrenos con severos disturbios naturales o antrópicos, por lo que, desde el punto de vista geotécnico, es considerado un excelente protector del suelo (Figura 4.1).

Las plantaciones de eucaliptos obedecen a una política de reforestación de los años 30 orientada hacia la protección y recuperación de tierras degradadas o con problemas de encharcamiento frecuente. Estas plantaciones se localizan hacia la parte alta del área de influencia indirecta del lote. La característica común observada en estas plantaciones es la existencia de sotobosque o de estratos herbáceos de Quicuyo (Figura 4.2).

Otro tipo de cobertura presente en el predio son los parches de Retamo espinoso (*Ulex europeus*), una especie originaria del centro de Europa que conforma una masa espinosa pura y densa, en los sectores adyacentes a las vías y caminos, impidiendo el crecimiento de otro tipo de vegetación. Esta especie forma un prolífico banco de semillas y sus extensas raíces mantienen un alto potencial de rebrote, aún después de tratamientos agresivos de erradicación (Figura 4.3).



Figura 4. 1 Pastizal de Quicuyo en los sectores aledaños al Colegio San Martín de Porres



Figura 4. 2 Plantaciones de eucaliptos en áreas aledañas al deslizamiento en la zona 1.



Figura 4. 3 Retamo espinoso en los sectores aledaños al Colegio San Martín de Porres

4.1.3 Usos del suelo

El uso del predio, entendiendo por uso el empleo que el hombre le da a un espacio para satisfacer sus necesidades materiales o espirituales, se relaciona con actividades de recreación y deporte y urbanístico, por cuanto dentro del predio existe una cancha de fútbol que atiende la demanda de espacios deportivos de dos instituciones educativas el Seminario Calasanz y la escuela la Unión (Figura 4.4).

4.1.4 Análisis de la cobertura y usos del suelo

Si bien, en la zona 1 no se encontraron suelos desnudos, éste no cuenta con coberturas vegetales que por su composición y estructura puedan cumplir eficientemente las funciones de incrementar mecánicamente la estabilidad del suelo a través del sistema radicular de las plantas que le proporcione estabilidad mecánica al suelo frente a deslizamientos superficiales inducidos por la gravedad o por la circulación del agua.

En el área de influencia directa del predio existen algunos árboles dispersos de eucaliptos de buen porte pero no llegan a cumplir la función de sistema de anclaje que requieren los suelos inestables debido a que la disposición de los árboles de manera dispersa no permite establecer un entramado de raíces que actúen como grapas capaces de amarrar el suelo.



Figura 4. 4 Cancha de Fútbol del barrio San Martín de Porres

4.1.5 Recomendaciones

Las recomendaciones que se proponen a continuación tienen como propósito, restablecer la cobertura vegetal con especies idóneas que contribuya a recuperar la estabilidad del suelo y controlar el aporte de sedimentos a los drenajes superficiales.

Como se trata de un sector con evidentes manifestaciones de procesos morfodinámicos, el restablecimiento de la cobertura vegetal se debe realizar una vez terminadas las obras de estabilización y teniendo en cuenta que según el tipo de vegetación, ésta puede suponer una sobrecarga sobre la ladera, que puede dar lugar a un incremento de la inestabilidad. Sin embargo, el que la sobrecarga debida a la vegetación tenga un efecto positivo o negativo depende de la geometría de la pendiente, de la distribución de la vegetación y de las características del suelo.

La sobrecarga adicional supone un incremento de la componente tangencial del peso del suelo pero, a la vez, su componente normal hace crecer la resistencia al desplazamiento por fricción; así, el efecto dependerá del balance entre estos dos aspectos. Por lo tanto, la selección de las especies y el sistema de trazado debe estar acorde con las condiciones litológicas, topográficas y edáficas.

Así, la selección de las especies vegetales a utilizar para desarrollar los programas de revegetalización constituye un aspecto clave en el éxito de la estabilización, y en lo posible debe basarse en estudios sobre posición ambiental, posición sucesional, adaptación, comportamiento, procedencia y aptitud de estas para proteger el suelo, las aguas y la vida silvestre de la zona. La selección definitiva se hará, asimismo, con base en las condiciones climáticas del lugar y particularmente de manera consecuente con las obras hidráulicas y geotécnicas.

Se sugiere seguir las recomendaciones del Protocolo Distrital de Restauración ¹⁶, una Guía especializada adoptada por el DAMA para la restauración del patrimonio natural de Bogotá y sus alrededores.

4.2 Geología y Geomorfología Local

4.2.1 Geología Local

Los materiales geológicos aflorantes se clasificaron en unidades de roca y unidades de suelos.

- *Unidades de roca*

Unidad de rocas blandas (Rb). Corresponden a los materiales rocosos de consistencia blanda a muy blanda, conformados por arcillolitas y lodolitas grises claras y oscuras y rojizo-violáceo por meteorización. Se caracterizan por presentar estratificación muy delgada a gruesa, pocas fracturas y moderadamente meteorizadas, con sectores altamente meteorizados. Se presentan intercalaciones de paquetes de areniscas de grano muy fino y limolitas de color amarillo anaranjado y rojizo, de baja consolidación y algo friables, de dureza media a blanda, en capas desde 3 cm hasta 30 cm de espesor, moderadamente fracturadas y altamente meteorizadas (plano 4.2).

Los estratos rocosos dentro del sector estudiado presentan un rumbo promedio de N 30°E; con buzamiento promedio de 15°SE, y cuya dirección es contraria a la pendiente natural de las laderas.

El macizo rocoso presenta para el sector, y principalmente para los niveles de areniscas y limolitas que atraviesan la zona inestable, los siguientes sistemas de discontinuidades:

SISTEMA	RUMBO	BUZAMIENTO	CARACTERÍSTICAS
Estratific	N 30°E	15°SE	Continuidad en la zona continuas entre 0.20 y los 0,5 m; espaciados entre 5-30cms; en general lisas y cerradas. Afectan solo a los niveles de areniscas y limonitas.
Diacl 1	N20°W N25°W	9080SW	
Diacl 2	N60°E	75NW	
	N35°E	70NW	
	N40	80NW	
	N50°E	90	

Debido a que los afloramientos se encuentran bastante meteorizados, no fue posible tomar un mayor número de datos de discontinuidades.

- *Unidades de suelos*

Los materiales correspondientes a los suelos se clasifican en tres clases: residuales, coluviales, y de origen antrópico (plano 4.2).

¹⁶ [DAMA, 2002] DAMA (2002). *Protocolo Distrital de Restauración Ecológica. Guía Para la Restauración de Ecosistemas Naturales En Las Áreas Rurales de Bogotá*. DAMA.

Suelos residuales (Srs). Estos materiales, producto de la alteración de los componentes de los macizos rocosos aflorantes en el sector (arcillolitas, lodolitas, areniscas y limolitas de la Formación Guaduas, y clasificadas como rocas blandas), se presentan principalmente en los alrededores de las instalaciones del colegio San Martín de Pórres, son de color amarillo naranja de textura arcillo-limosa y de poco espesor (0,5-1.0 m aproximadamente).

Depósitos coluviales antiguos. Estos materiales producto de los movimientos en masa antiguos ocurridos en la zona alta de las laderas y depositados en los sectores inferiores de las mismas, se presentan principalmente hacia la parte oriental y suroriental del sector de estudio; sus características geológico-geotécnicas dependen del tipo de rocas de la unidad geológica origen, por lo cual se distinguen 2 clases de depósitos coluviales antiguos.

Depósito coluvial antiguo tipo 1 (Strc1). Granulometría matriz soportada; matriz arcillo-limosa, con clastos de areniscas, limolita y lutitas, (roca origen Formación Guaduas).

Depósito coluvial antiguo tipo 2 (Strc2). Granulometría, matriz soportada; con matriz areno-limosa y bloques de arenisca y limolitas (roca origen Formaciones del Grupo Guadalupe y de la Formación Cacho).

Depósitos coluviales recientes. Estos materiales son producto de los movimientos recientes ocurridos en la zona. Se distinguieron dos clases de depósitos recientes.

Depósito coluvial reciente tipo 3 (Strc3). Localizado en la parte oriental de la zona de estudio, es de granulometría matriz- soportada, de matriz arcillosa, con clastos y bloques de arenisca.

Suelos transportados de origen fluvial (Stf). Corresponden a los depósitos aluviales recientes de la pequeña quebrada que cruza por la parte sur de la zona de estudio.

Suelos de origen antrópico (Stra). Corresponden a los materiales producto de las actividades de excavaciones de vías de acceso al área y de explanación de las laderas, como los ubicados al occidente de las instalaciones del seminario Calazán y que conforman áreas de rellenos. Son de granulometría heterogénea.

4.2.2 Geomorfología Local

Dentro del área de estudio y alrededores se presentan unidades de terrenos con características variadas, resultantes de los procesos denudativos erosión y movimientos en masa, que han afectado las laderas del macizo rocoso.

De acuerdo a los análisis de fotografías aéreas tomadas por I.G.A.C en diferentes épocas (1938,1977, 2004, etc.), los levantamientos geológicos y las observaciones de campo para este proyecto, se presentan subunidades y elementos geomorfológicos de origen denudativo-acumulativo, entre los que se diferenciaron: laderas de contrapendiente, conos y lóbulos coluviales antiguos, cono de deslizamiento rotacional reciente; de origen aluvial, y de origen antropico, diferenciándose, laderas explanadas y llenos de escombros (Plano 4.3).

- *Subunidades de origen denudativo-acumulativo.*

Laderas de contrapendiente (Dle). corresponden a laderas concavas-convexas con pendientes suaves y moderadas, constituidas por estratos rocosos de composición arcillo-limosa-arenosa, con buzamientos en dirección contraria a la pendiente topográfica de las laderas. Se ubica en la parte media --inferior del sector estudiado. sobre esta unidad se han presentado procesos de movimientos de remoción en masa recientes como el que se estudia en el presente proyecto (plano 4.3).

Conos y lóbulos coluviales antiguos (Dco). Corresponden a materiales producto de los procesos de erosión en masa antiguos, que han afectado los cerros en las partes altas y se han depositado en los sectores inferiores de topografía más suave Se localizan en la zona oriental y sur oriental de la zona de estudio. Son de granulometría variada y de composición heterogénea y son derivados de las Formaciones Guaduas y del Grupo Guadalupe.

Cono de deslizamiento rotacional reciente (Dedrr). Corresponden a la geoforma originada por movimientos de remoción en masa recientes y que se ubican en la parte central del área de investigación. Afecta a los materiales coluvion antiguo, depósitos antropicos y macizo rocoso de la Formación guaduas (plano 4.3). Su composición es principalmente arcillo-limosa, con bloques esporádicos de arenisca.

- *Sub-unidades de origen antrópico.*

Corresponden a geoformas resultantes de la actividad humana, destacándose las siguientes:

Laderas explanadas (Ale). corresponde a una zona conformada para la cancha de fútbol del barrio, y ubicada hacia el occidente de las instalaciones de seminario Calazan.

Llenos de escombros (Ae). Corresponden a geoformas resultantes de la depositación de materiales provenientes de obras desarrolladas en el sector, como la construcción de vías y la explanación de laderas.

4.2.3 Análisis Multitemporal

Con el fin de obtener la información necesaria sobre la evolución de las condiciones Geomorfológica de los terrenos donde se encuentra ubicada la zona de estudio y el desarrollo de los posibles procesos denudativos (erosión y movimientos de remoción en masa) que la hayan afectado, se realizó un análisis mediante la fotointerpretación de fotografías aéreas tomadas por el I.G.A.C, en diferentes épocas y a diferentes escalas entre las que se tienen los años:1938, 1963, 1977, 1982, 1997 y 2004 (ver tabla 4.1), de las cuales se analizaron en detalle los años extremos, (1938 y 2004) y se elaboraron los mapas fotogeológicos respectivos como se muestra en la figuras 4.5 y 4.6.

Del análisis de las fotografías aéreas se observa que la zona de estudio y sus alrededores presentan las siguientes características:

- Las características geomorfológicas, en general son similares para todos los tiempos, tal como se muestra en las figuras 4.5 y 4.6.
- Las Zonas explanadas (actuales), así como la construcción del seminario Calazan y la depositación de los materiales de detritos sobre las laderas,

El sector que ha sido afectado por el deslizamiento rotacional actual se encuentra con indicios de modificación de su topografía (ocurrencia de movimientos de inestabilidad), desde antes de 1977 y observables claramente en las fotografías aéreas de 2004 (ver figura 4.6).

La vegetación y uso del suelo del sector estudiado y sus alrededores, ha sido en la mayor parte del periodo analizado, de pastos y matorrales, y los sitios de especies de árboles grandes se ha conservado.

El desarrollo urbanístico de la zona y sus alrededores ha sido progresivo hasta llegar al estado actual, lo cual ha contribuido a la inestabilidad de los taludes.



Tabla 4. 1 Relación de Fotografías Aéreas

RELACION DE FOTOGRAFIAS AEREAS Proyecto . San Martin de Porres				
VUELO	SOBRE	AÑO	ESCALA	FOTOS
A - 1	S - 384	1938	1 : 15000	54 - 55
C - 1797	S - 29114	1972	1 : 44000	234 - 235
C - 2067	S - 31581	1982	1 : 39000	257 - 258
C - 2717	S - 39301	2004	1 : 21000	247 - 248

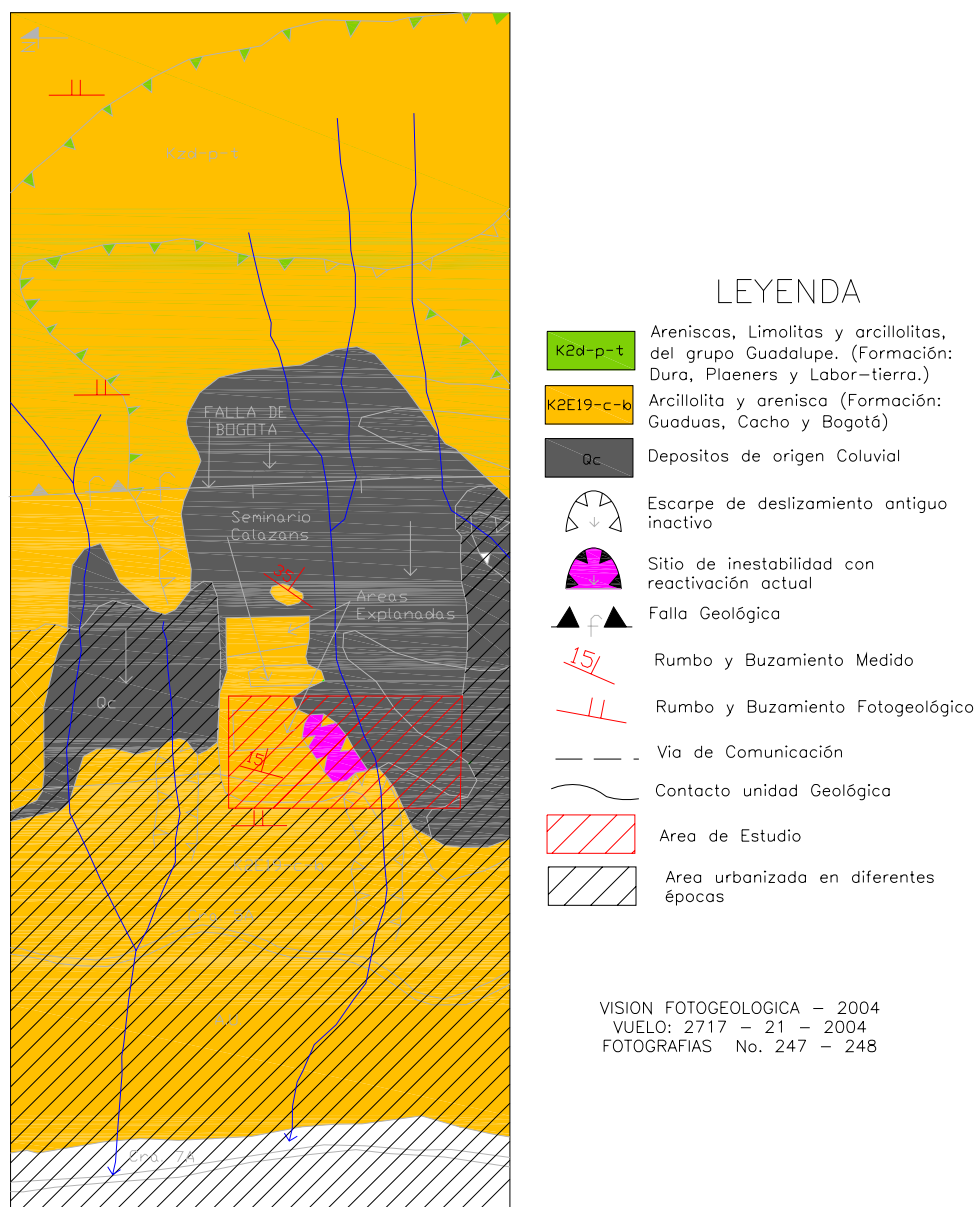


Figura 4. 6 Mapa Fotogeológico 2004. Escala 1:21000.

4.3 Análisis de Caudal

4.3.1 Caudales Máximos

Según lo verificado en campo, parte del material movilizado obstruyó la línea de drenaje natural de las aguas de escorrentía que provienen de la parte superior de la ladera. Aunque el flujo por ella no era considerable, caudales aún de pequeña magnitud ayudaban a mantener saturado el terreno. Como se anotó anteriormente, en cartografía de estudios anteriores el área afectada por el deslizamiento ya se representaba como un área húmeda. Lo anterior indicaba entonces que era necesario considerar el manejo hidráulico de este drenaje para evitar el ingreso de agua al cuerpo de la masa inestable, así como el de drenar el agua de esta masa.

Como no existen registros hidrológicos de este curso de agua ni dato de aforo alguno dado su reducido caudal, fué necesario estimar un valor pico para el diseño de las obras hidráulicas requeridas. En seguida se explica la metodología seguida para este propósito.

- *Método Racional*

El Método Racional se aplica en cuencas homogéneas pequeñas, naturales o urbanas, preferiblemente de extensiones menores a las 10 hectáreas. Se representa con la siguiente expresión dimensional:

$$Q = \frac{ciA}{3.6}$$

Donde

Q es el caudal pico de la escorrentía que se genera a la salida de una cuenca o área vertiente en m^3/s .

A es el área que concentra la escorrentía en km^2

i es la intensidad considerada constante en mm/h que tiene el aguacero de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

c es el coeficiente de escorrentía; su valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la morfometría de la cuenca y de su cobertura.

La asignación de valores apropiados al coeficiente de escorrentía es subjetiva porque, aun cuando existen tablas y recomendaciones generales, la experiencia y criterio de su selección a partir de la experiencia es determinante. La intensidad del aguacero por su parte, es fundamental en los volúmenes resultantes y por ello se realizó el análisis de la sección anterior para su conocimiento y selección.

La aplicación del Método Racional induce a sobreestimar los caudales de creciente y por esta razón Silva¹⁷ no recomienda su uso en cuencas mayores de 1 km^2 .

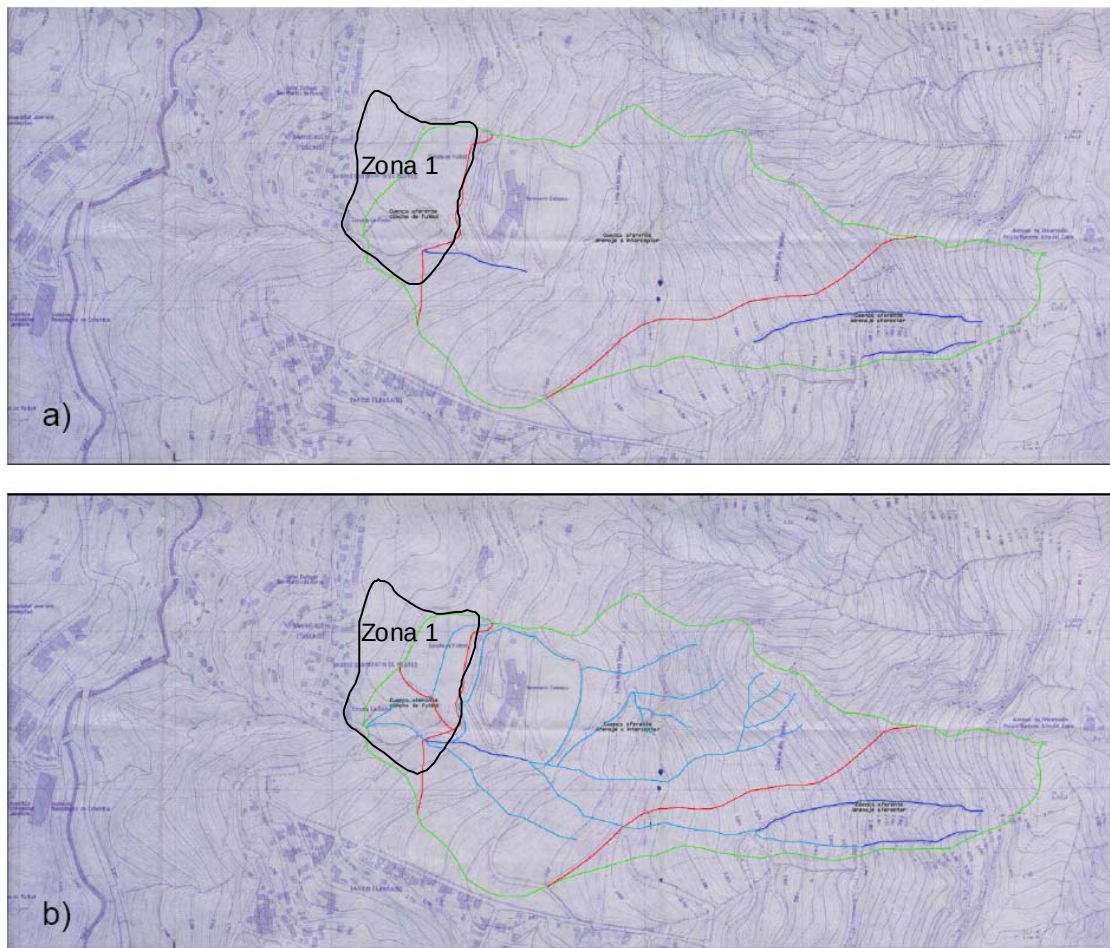
Morfometría de los drenajes. En el área de estudio puede hablarse de cuencas pequeñas y homogéneas si se tiene en cuenta que en conjunto su extensión es del orden de 20 ha en total.

¹⁷ [Silva, 1995] Silva, G. (1995). *Hidrología Aplicada*. Universidad Nacional de Colombia.

Como se mencionó anteriormente, se trata de áreas de drenaje intervenidas y que poseen características de cuencas urbanas donde entran a jugar un papel fundamental las derivaciones de caudal desde o hacia la misma.

En principio son analizados los drenajes naturales para delimitar la cuenca en su máxima extensión y bajo consideraciones de flujo superficial observadas en la cartografía base del estudio (2006) y la cartografía de la cuenca, que se encuentra completa solo para el año 1974 (Figura 4.7).

Como se observa en la Figura 4.7a la cartografía base 1974 no indica corrientes de flujo permanente y longitud como drenaje. En la Figura 4.7b se realiza el complemento del drenaje conforme las curvas de nivel indicadas y se procede a la delimitación y medición de los parámetros correspondientes como se muestra en la Tabla 4.2.



a) Conforme la cartografía IGAC 1974 Plancha J-62. b) Complemento con líneas de drenaje indicadas por la topografía

Figura 4. 7. Areas de drenaje hacia la zona 1

Se aclara que la cartografía base del año 1981 anota que las cotas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi contenidas en dicha carta están referidas al nivel medio del mar y por tanto se deben agregar 29.86 m a las mismas para referenciarlas al plano del acueducto de Bogotá (Cota entre paréntesis). Se observa entonces sobre la cartografía

del año 1981 entre paréntesis, las cotas originalmente calculadas que aparecen en la cartografía del año 1974.

Tabla 4. 2 Parametros morfométricos

PARAMETROS MORFOMETRICOS - DRENAJES SAN MARTIN DE PORRES

No.	DIVISION DE CUENCA DE ESCORRENTIA	Area Km2	Perimetro Km	Longitud* Km	Cota inicio** msnm	Cota fin** msnm	Pendiente m/m
1	Area total hasta la estructura de entrega existente	0.20	0.0021	0.624	3094	2734	0.577
2	Area hasta el punto de interseccion a diseñar (flanco izquierdo del deslizamiento)	0.19	0.0021	0.527	2944	2752	0.364
3	Area drenaje aferente cuenca alta (eventual aporte ya incluido en el area total)	0.05	0.0014	0.624	3094	2752	0.548
4	Area drenaje talud inestable	0.02	0.0007	0.081	2752	2734	0.221
5	Area drenaje cancha de futbol	0.01	0.0004	0.229	2772	2760	0.053

* Referida a la longitud del drenaje interpretado en la cartografía IGAC de 1974.

** Referida a las cotas de la cartografía IGAC 1974

Para diseño y construcción deberán ser verificadas las cotas de las obras de infraestructura existentes en el sector.

Cobertura Vegetal. De la observación de fotografías aéreas multianuales del área de interés y principalmente de las cuencas definidas, se observan cambios con relación a la cartografía de 1974. En general aunque reducido, existe un incremento de las áreas intervenidas de la cuenca preservándose sin embargo su cobertura original y con la adición significativa de vías, viviendas subnormales y obras de drenaje construidas en el barrio San Martín.

En resumen, la cobertura vegetal puede agruparse en bosques, rastrojos, potreros, viviendas y vías. Un coeficiente de escorrentía apropiado y acorde con la aplicabilidad del mismo debe tener un valor entre 0.35 y 0.40. Sin embargo, en el caso de áreas inestables en zonas urbanas es conveniente elevar el factor de seguridad por este concepto y asumir no solo que puede existir un cambio de uso potencial a urbano, sino que un gran porcentaje del agua precipitada se convierte en escorrentía. El valor fijado para los cálculos es de 0.40 como coeficiente de escorrentía, que refleja igualmente la escorrentía en los escarpes rocosos de la parte alta.

Tiempo de concentración. La duración (t) del aguacero es el período de análisis para establecer el caudal pico requerido. Las lluvias de corta duración (aguaceros o tormentas), son eventos que por lo general duran entre 5 minutos y 24 horas y es precisamente por ello que se utilizan para el cálculo de crecientes.

En el método racional una primera aproximación de la duración del aguacero de máxima intensidad la constituye el tiempo de concentración propio de la cuenca. Corresponde al tiempo que demora una partícula de agua desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de interés. Corresponde al lapso entre el final de la lluvia y el momento en que cesa el escurrimiento superficial. También se puede definir como el lapso de tiempo entre el inicio de la precipitación y el momento en que toda el área de drenaje contribuye al escurrimiento superficial.

El tiempo de concentración se calcula a partir de las características de longitud y pendiente del cauce principal. Existen diversas formulas para su cálculo. Las más empleadas junto con el método racional es la propuesta por Kirpich:

$$T_c = \left(\frac{0.871L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$$

Donde

T_c es el tiempo de concentración en horas

L es la longitud de recorrido en km

ΔH es la variación de las elevaciones entre los nacimientos del curso de agua y el punto de vertiente en metros.

Como ejercicio, para cada una de las cuencas ilustradas en la Tabla 4.2 se obtuvo el tiempo de concentración por diferentes métodos, descartando aquellos valores de +/- 5% de variación con relación al calculado por la fórmula de Kirpich (1940).

Los resultados se muestran a manera de ejemplo para la cuenca total en la Tabla 4.3.

Luego el tiempo de concentración obtenido es 3.38 minutos.

Tabla 4. 3 Cálculo del tiempo de concentración T_c

Cálculo del tiempo de concentración T_c

Subcuenca:

SAN MARTIN DE PORRES

Subcuenca:

1

Datos generales:

Longitud del cauce principal	624 m
Area de la cuenca	20 Ha
Cota i	3094 m
Cota f	2734 m
Pendiente promedio S_o	0.577 m/m

Témez (1978)	$T_c =$	
Soil Conservation Service	$T_c =$	
Kirpich (Llamas 1985)	$T_c =$	3.417901843
Kirpich (1940)	$T_c =$	3.418194153
Ramser (1927)	$T_c =$	3.423168256
Johnstone y Cross (1949)	$T_c =$	3.383513118
California Culverts Practice (1942)	$T_c =$	3.41977095
Bransby Williams (1)	$T_c =$	
Bransby Williams (2)	$T_c =$	
Federal Aviation Administration	$T_c =$	
Passini	$T_c =$	4.287048553
Hathaway	$T_c =$	

Tiempo de Concentración (T_c)= 3.56 min

Menor tiempo de Concentración (T_c)= 3.38 min

Intensidad de la Lluvia. La intensidad de la lluvia se obtiene para la duración del aguacero (igual al Tiempo de concentración) y teniendo como antecedente la obtención de las curvas IDF.

El tiempo de concentración obtenido es de 3.38 minutos (aproximado a 4 minutos), luego para este valor se debe determinar la intensidad. Sin embargo, se

considera en este caso la intensidad de 5 minutos calculada en la estación San Luis como valor conservador.

De otra parte está el periodo de recurrencia del evento y para ello se toma como referencia la probabilidad de 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años, obteniendo los siguientes resultados (Tabla 4.4) representativos para el área de estudio:

Tabla 4. 4 Intensidades de lluvia (mm/h) para diferentes Tr

Intensidades de lluvia (mm/hr) para diferentes Tr y duracion 10 min					
3	5	10	25	50	100
119	154	197	264	311	368

Caudales máximos generados. Mediante la aplicación del método racional y utilizando los valores antes obtenidos para cada una de las variables de la ecuación se tiene como resultado la Tabla 4.5. A partir de los anteriores resultados se realizarán los respectivos diseños hidráulicos, los cuales se presentan posteriormente.

Tabla 4. 5 Cuadales máximos estimados

CAUDALES MAXIMOS ESTIMADOS - DRENAJES SAN MARTIN DE PORRES

No.	DIVISION DE CUENCA DE ESCORRENTIA	Area Km2	Caudales Q(m3/s) para diferentes Tr y duracion 10 min					
			3	5	10	25	50	100
1	Area total hasta la estructura de entrega existente	0.20	2.7	3.5	4.4	6.0	7.0	8.3
2	Area hasta el punto de interseccion a diseñar (flanco izquierdo del deslizamiento)	0.19	2.4	3.2	4.1	5.4	6.4	7.6
3	Area drenaje aferente cuenca alta (eventual aporte ya incluido en el area total)	0.05	0.7	0.9	1.2	1.6	1.9	2.2
4	Area drenaje talud inestable	0.02	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
5	Area drenaje cancha de futbol	0.01	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.4

4.4 Exploración y Ensayos de Laboratorio

4.4.1 Exploración del subsuelo

Con el fin de determinar la estratigrafía tanto espacialmente como en profundidad del material aflorante en la zona de estudio, se realizaron apiques, trincheras, barrenos manuales y perforaciones mecánicas. El objetivo de tales pruebas de campo, era básicamente la de determinar la estratigrafía de las diferentes capas involucradas en el deslizamiento, así como la profundidad del estrato rocoso. En este orden de ideas se programaron seis perforaciones mecánicas por rotación (P₁ a P₆) y cuatro barrenos (B₁ a B₄) distribuidos como se ilustra en la figura 4.8. Complementando la anterior información se realizó una trinchera ubicada sobre el contacto del material fallado y la superficie de falla, del cual se tomó una muestra de bloque, a la que se le determinaron sus parámetros de resistencia residuales. La profundidad de exploración así como las fluctuaciones del nivel freático se ilustran en la tabla 4.6. En total se ejecutaron 67.7 metros de perforación mecánica y 10 metros de perforación con barreno manual.

Tabla 4. 6 Profundidad de Exploración

		PROFUNDIDAD (m)	N. F. (m)
PERFORACION No.	1	13	0.5 - 2.0
	2	14.8	1.0 - 5.3
	3	4.8	0.1 - 2.0
	4	16	1.0 - 4.8
	5	14	2.0 - 3.0
	6	5.1	3.0 - 4.0
BARRENO No.	1	3	NE
	2	3	NE
	3	2	NE
	4	2	NE
TRINCHERA No.	1	1.20 - 1.40	NE

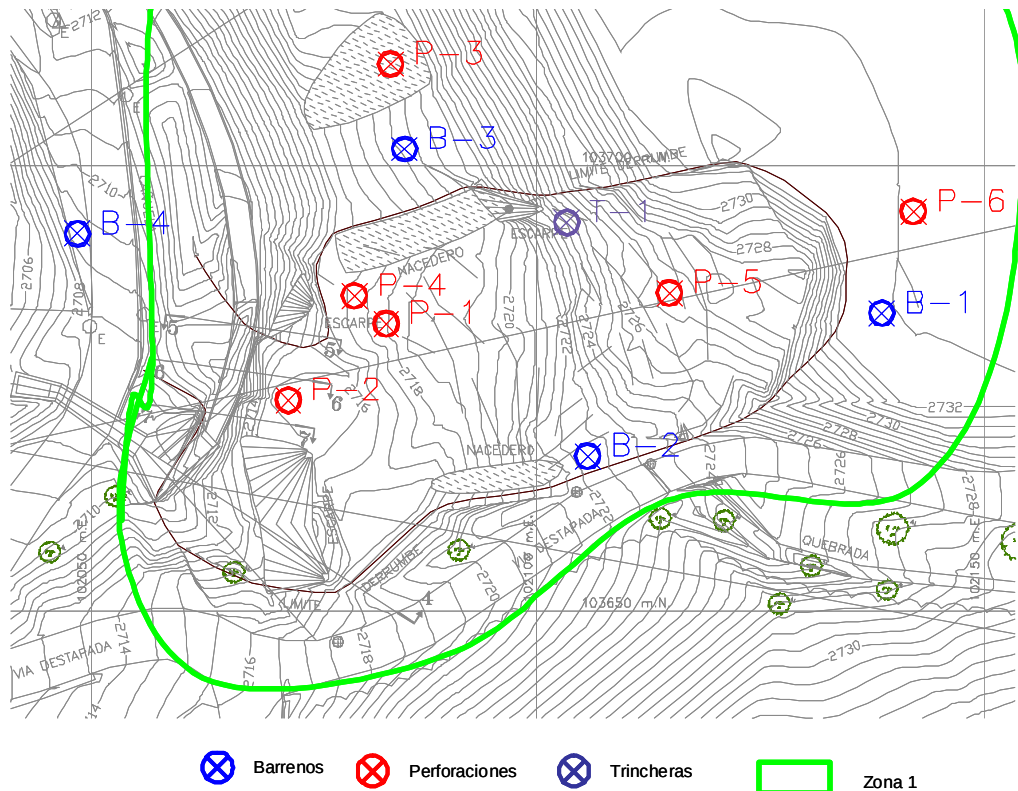


Figura 4. 8 Ubicación de las Perforaciones para el estudio de la zona 1.

En general se observaron importantes fluctuaciones en la posición del nivel freático, lo cual dependía de la presencia o ausencia de lluvias. Finalmente en la figura 4.9, se presenta un registro de perforación típico correspondiente a la perforación 1, donde se observa claramente la presencia de un promedio de tres estratos:

- En primer lugar un material de relleno, con un espesor promedio de 3.0 metros.
- Posteriormente se encuentra una capa de arcilla limosa gris clara gris oscura, con un espesor promedio de 6.0 metros.
- Subyaciendo el anterior estrato, aparece un limo arcilloso de 4.0 metros de espesor.
- Finalmente se encontró el estrato de roca.

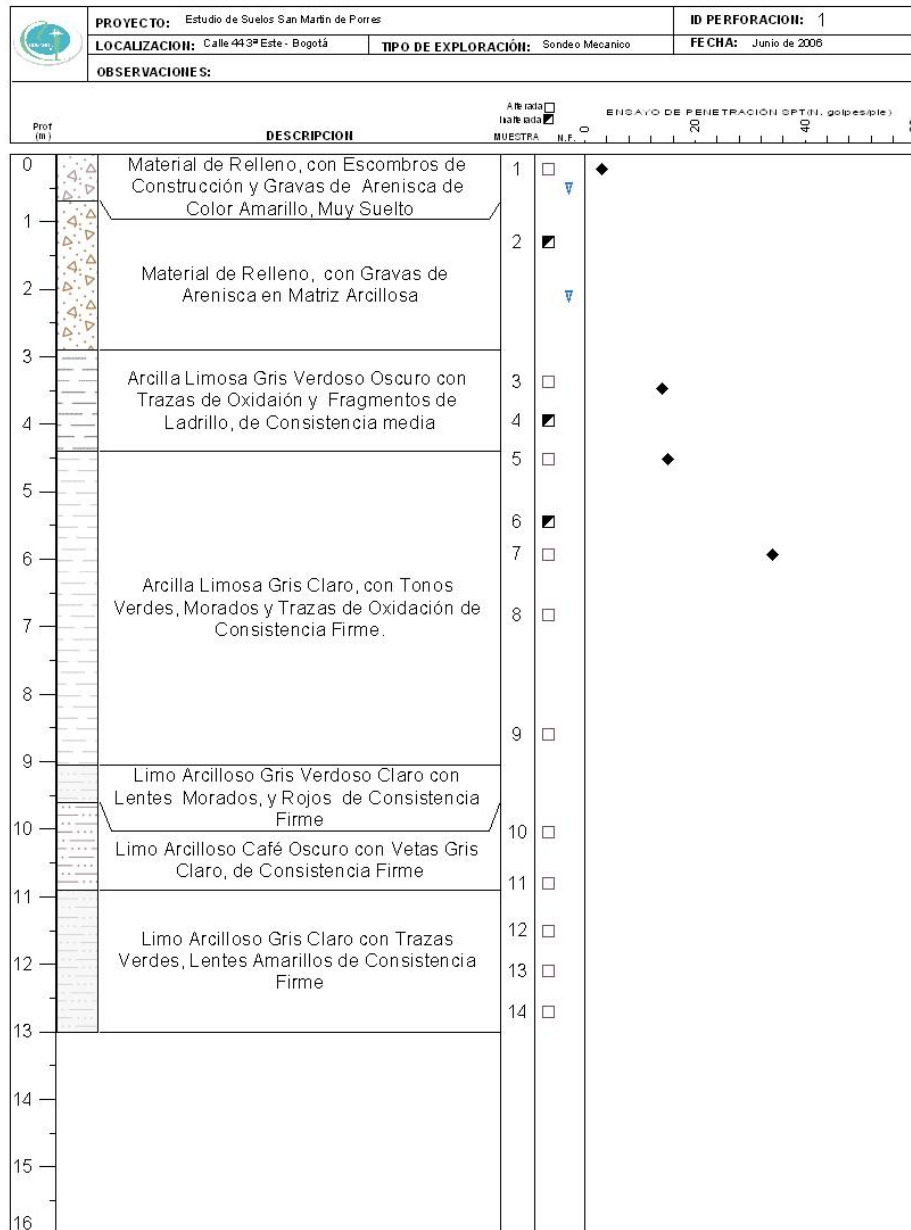


Figura 4. 9 Registro estratigráfico - Perforación 1

Los restantes registros de perforación se presentan en el anexo C. La anterior disposición de los estratos variará como es de suponer de una perforación a otra.

4.4.2 Ensayos de laboratorio

Con el fin de caracterizar las propiedades geomecánicas del material aflorante en la zona, se realizaron ensayos de clasificación (límites de Atterberg y humedad natural), complementados con ensayos de resistencia al corte (corte directo), haciendo especial énfasis en estos últimos, ya que ellos proporcionan los parámetros requeridos para los posteriores análisis de estabilidad. A continuación se describen y analizan los resultados de los ensayos de laboratorio.

- *Ensayos de Clasificación*

Se realizaron ensayos índices de clasificación (w_l , w_p , w_n), con el fin de clasificar la fracción fina del material involucrado. Los resultados así obtenidos se han plasmado en la carta de plasticidad de Casagrande (figura 4.10), en donde se destacan los siguientes aspectos:

- Los suelos encontrados en la zona de estudio corresponden básicamente a arcillas de baja y alta plasticidad (CL y CH). Esta misma clasificación fue obtenida en los ensayos previos realizados por las firmas HIDROTEC y CIVILES. Lo anterior significa que regionalmente se presenta este tipo de material con ligeras variaciones, el cual se caracteriza por encontrarse saturado debido a que el nivel freático se encuentra muy cercano a la superficie.
- La humedad natural por otro lado se encuentra cercana al límite plástico, comportándose el material como normalmente consolidado.

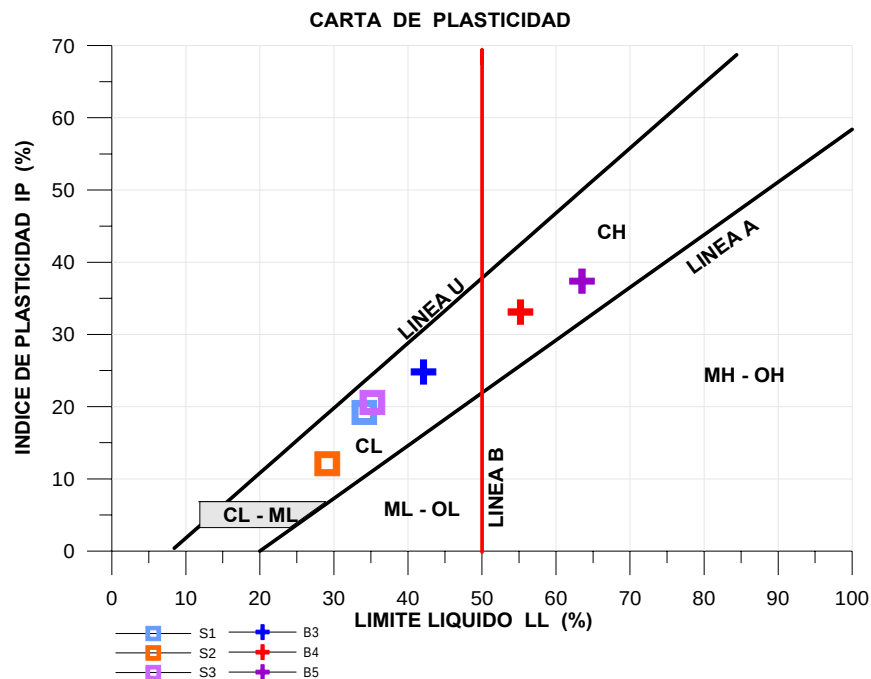


Figura 4. 10 Carta de Plasticidad

- *Ensayos de Corte Directo*

Como se mencionó anteriormente, los resultados de estos ensayos son fundamentales para el análisis de estabilidad que se realiza en el numeral siguiente. Estos ensayos durante la etapa de falla se realizaron muy lentamente con el fin de garantizar la condición drenada durante la etapa de falla y obtener de esta manera los parámetros de resistencia efectivos (c'_p , ϕ'_p); adicionalmente, se realizaron varias carreras con el fin de obtener los parámetros de resistencia residuales (c'_r , ϕ'_r), que son los que posee actualmente la masa de suelo dadas las grandes deformaciones a que se ha visto expuesta. En conclusión los ensayos se realizaron bajo las siguientes condiciones:

- En primer lugar, las muestras se consolidaron a bajos niveles de esfuerzos con el fin de simular lo mejor posible las condiciones de campo (recordar que el espesor del talud inestable no supera los doce metros de profundidad).
- Con el fin de garantizar que la prueba se realizará en condición drenada, la etapa de falla tuvo una duración comprendida entre seis y ocho horas.
- Debido a que el material depositado sobre el talud corresponde a un relleno muy suelto, se asumió que actualmente el talud ha sufrido desplazamientos que movilizaron la resistencia pico, encontrándose ésta en la actualidad en la condición residual. Si bien es cierto que realmente la resistencia actual se encuentra en una posición intermedia entre los valores pico y residual, debido a que el material se encuentra parcialmente saturado, no menos cierto es que encontrar los valores reales es supremamente complicado, debido a que no se cuenta con los equipos adecuados.
- Teniendo presente lo anterior, los ensayos se realizaron en varias carreras (hasta cuatro), con el fin de obtener los parámetros de resistencia residuales.

En total se realizaron cinco ensayos de corte directo, sobre los diferentes materiales encontrados durante la fase exploratoria; las envolventes de resistencia pico y residual obtenidas se ilustran en las figuras 4.11 a 4.16, destacándose los siguientes aspectos:

- El material de relleno se encuentra muy suelto, y es este precisamente, el material donde se obtuvieron los menores parámetros de resistencia. Además, este material se caracteriza por presentar un comportamiento dúctil. La envolvente de resistencia se ilustra en la figura 4.11, donde se observa que existe una ligera diferencia entre los parámetros de resistencia obtenidos sobre muestras del mismo material. Debido a que el material se encuentra fallado, se trabaja con los parámetros de resistencia residuales, es decir, $\phi'_r=16^\circ$ y $c'_r=0$.
- La presencia de pequeños fragmentos de material granular (tamaño grava), generan súbitos incrementos en la trayectoria de esfuerzos que nada tienen que ver con la resistencia real del material. Esto es necesario tenerlo en cuenta al hora de asignar los parámetros de resistencia al relleno. Tal es el caso del material de relleno del talud adyacente y obtenido de la perforación 3, el cual dio una envolvente de resistencia superior a la obtenida en el material fallado (figura 4.14).
- Finalmente, en las figuras 4.11 a 4.16, se presentan las envolventes de resistencia asignadas a los diferentes materiales, donde se observa un incremento en la resistencia. Si se toma el ensayo SPT como un indicativo de la resistencia del material, se concluye que la resistencia aumenta en profundidad.

- En el momento de la construcción de la obras de emergencia se encontró claramente el plano de falla sobre la roca, se extrajo una muestra y se le realizó un ensayo de corte directo. En la figura 4.15 se presentan los resultados correspondientes.

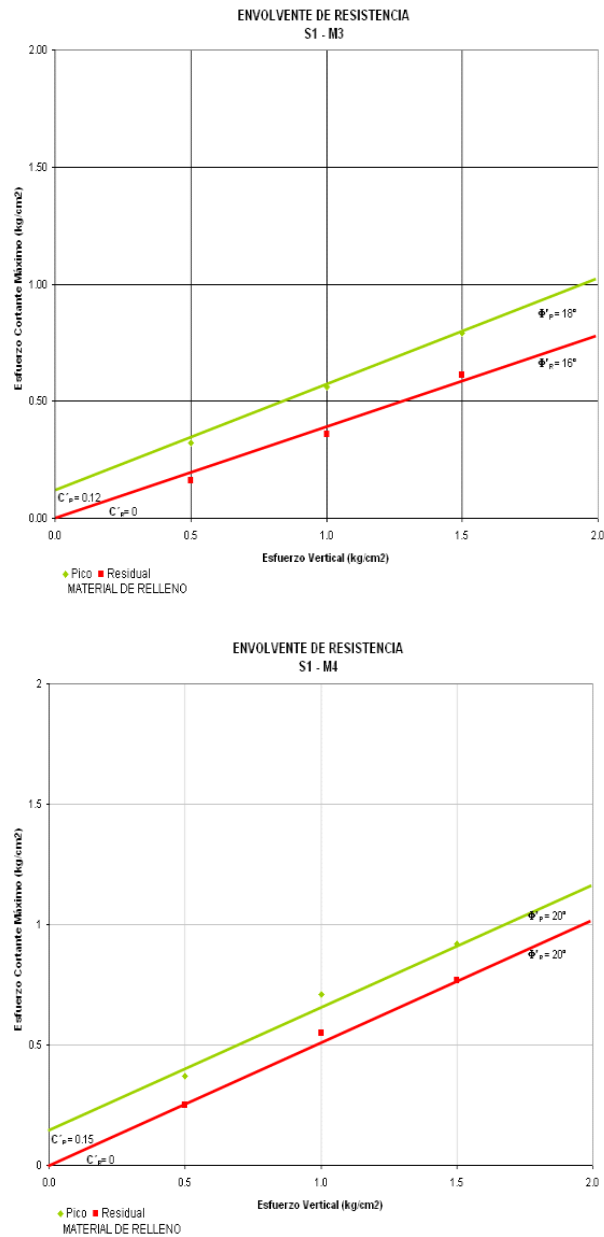


Figura 4. 11 Envoltentes de resistencia - Material de Relleno

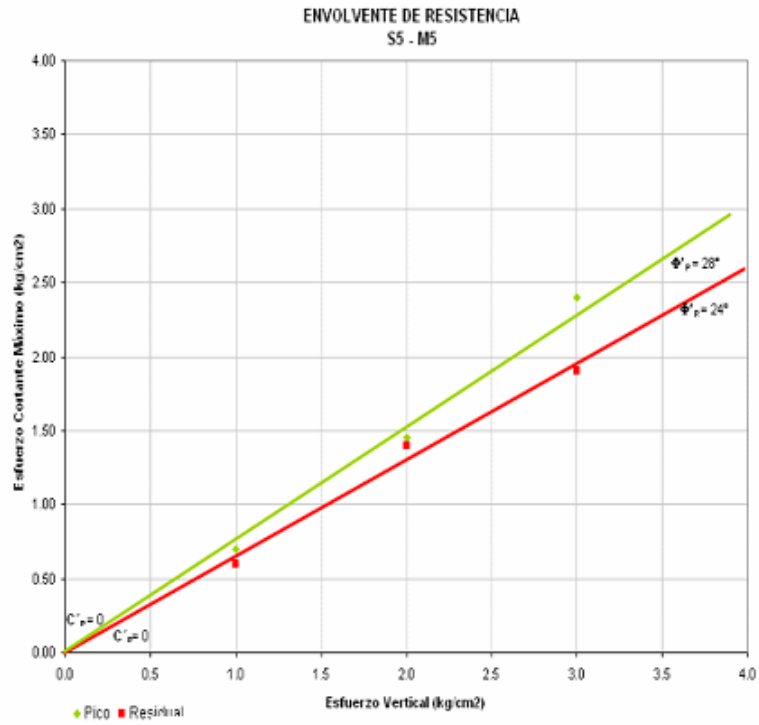


Figura 4. 12 Envolvente de resistencia - Arcilla gris

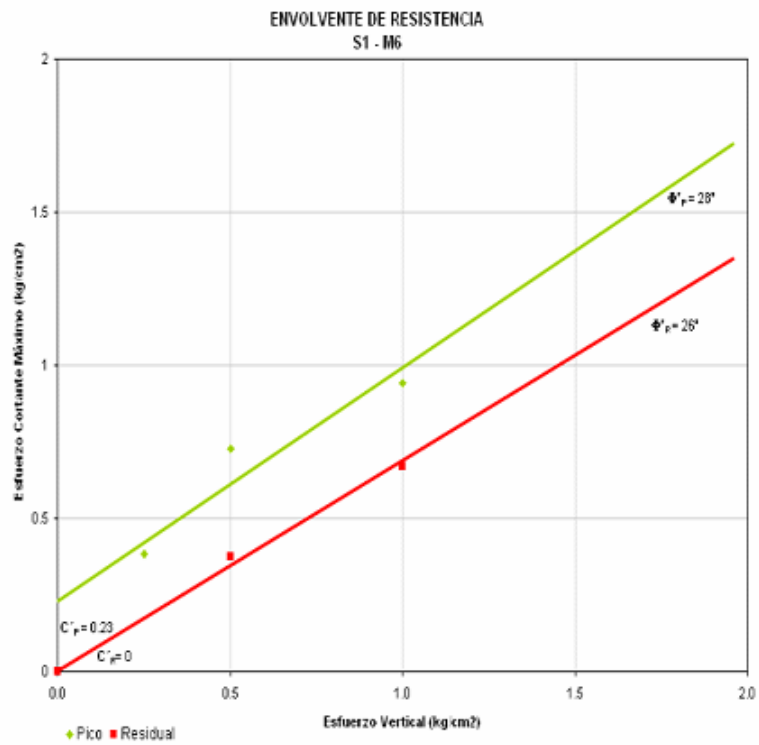


Figura 4. 13 Envolvente de resistencia - arcilla grisácea sobreconsolidada

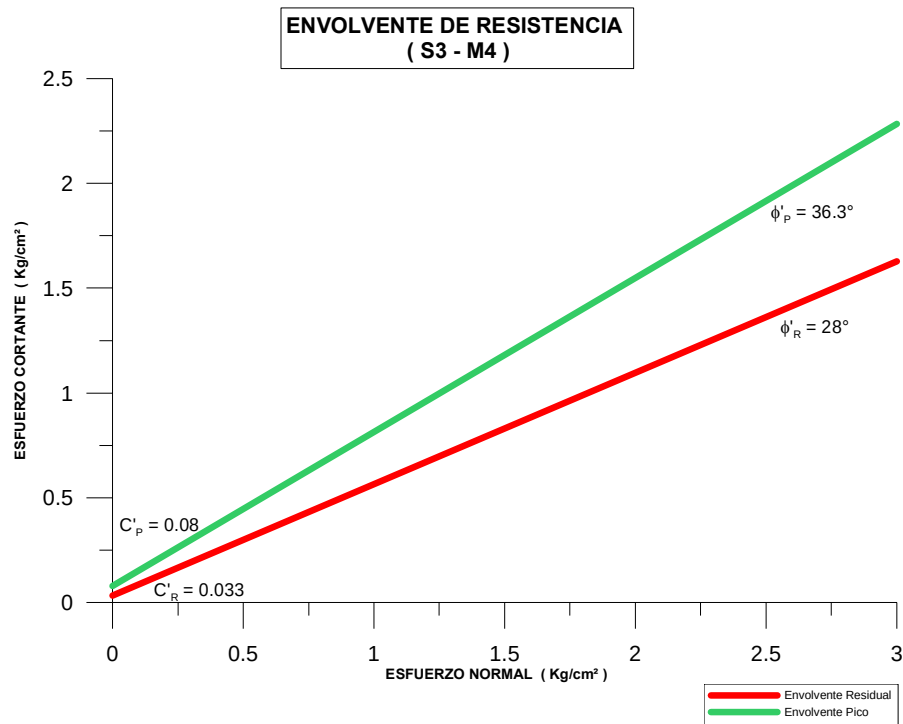


Figura 4. 14 Envolvente de resistencia - Arcilla gris

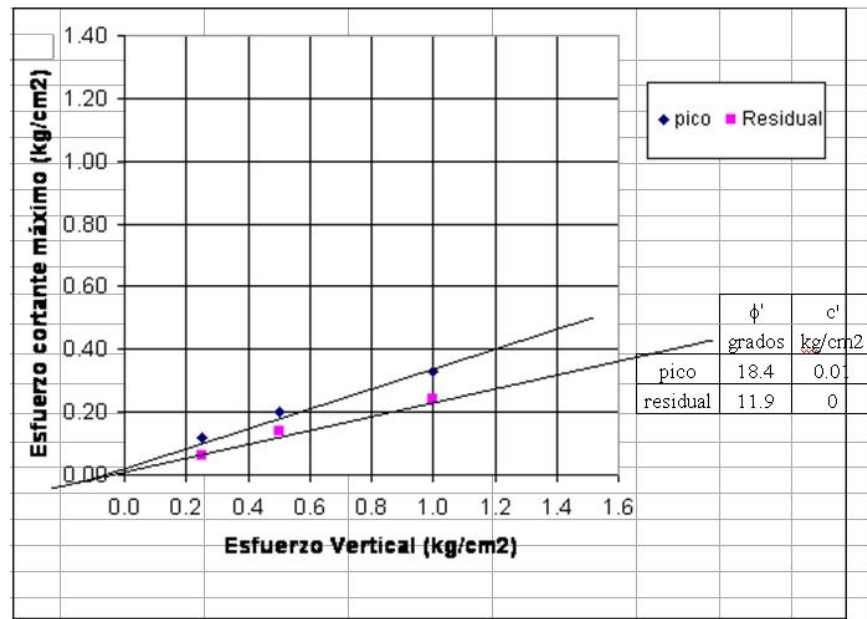


Figura 4. 15 Envolvente de resistencia - Superficie de Falla

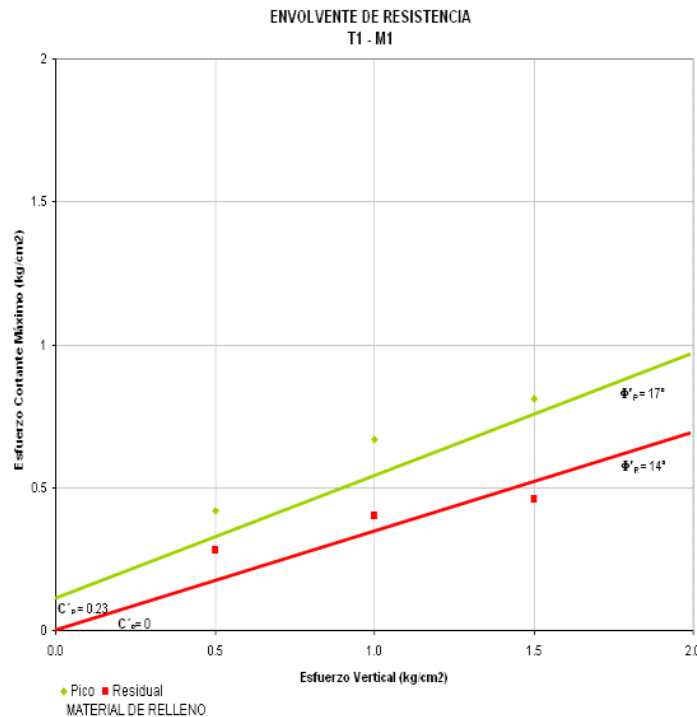


Figura 4. 16 Envolvente de resistencia – Arcillolita

4.5 Análisis de Estabilidad

4.5.1 Antecedentes

La falla de taludes suele venir precedida de movimientos previos, que si son convenientemente medidos de una forma continua permiten, en principio, prever la ocurrencia de la inestabilidad final. En esta sección se presentará una secuencia cronológica del evento, partiendo de cómo varió la configuración inicial del terreno a partir de la superposición de planos topográficos de diferentes épocas, y cómo fue la evolución del movimiento del terreno a partir del 10 de mayo del 2006, fecha en la cual se produjo el deslizamiento de acuerdo con las visitas realizadas por la DPAE.

La evolución morfológica de la zona fue posible realizarla a partir de las fotografías aéreas de los años 1938 y 2004, y de los planos topográficos de los años 1974, 1981, 1997 y 2006. En la figura 4.17, se presenta la ubicación en planta del deslizamiento y las secciones que se utilizaron para analizar la evolución de la forma del terreno. En orden cronológico se presentaron los siguientes sucesos:

- Hacia inicios de los años setenta, se construyó la cancha de fútbol para los habitantes del sector. Para esto fue necesario realizar el movimiento de cantidades importantes de material, el cual fue depositado sobre el talud exterior, afectándose el curso natural de la quebrada.

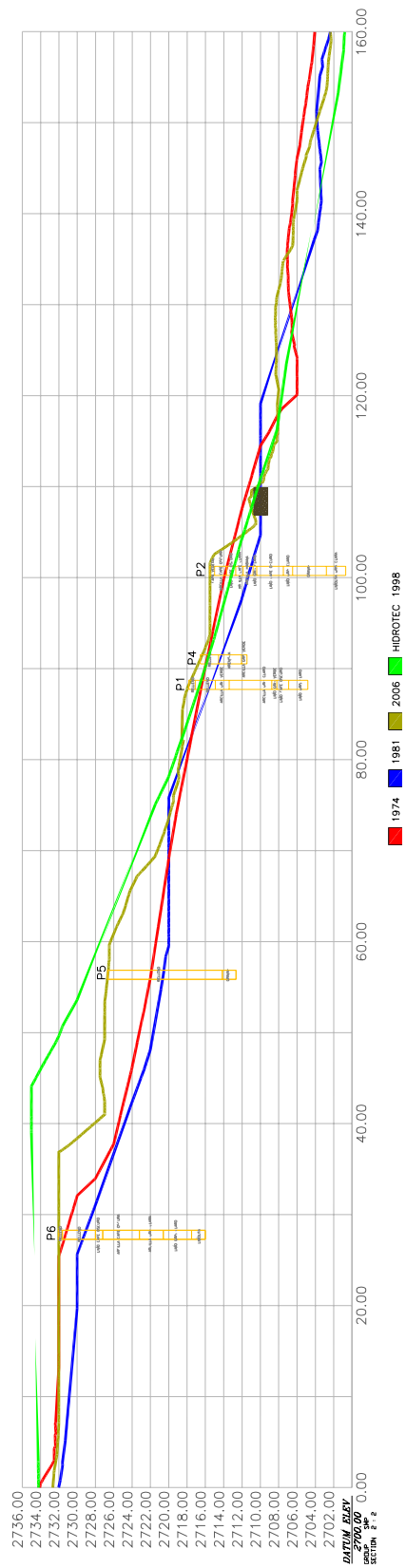


Figura 4. 18 Evolución de la forma de la ladera a partir de levantamientos topográficos de diferentes años. Perfil 2-2.

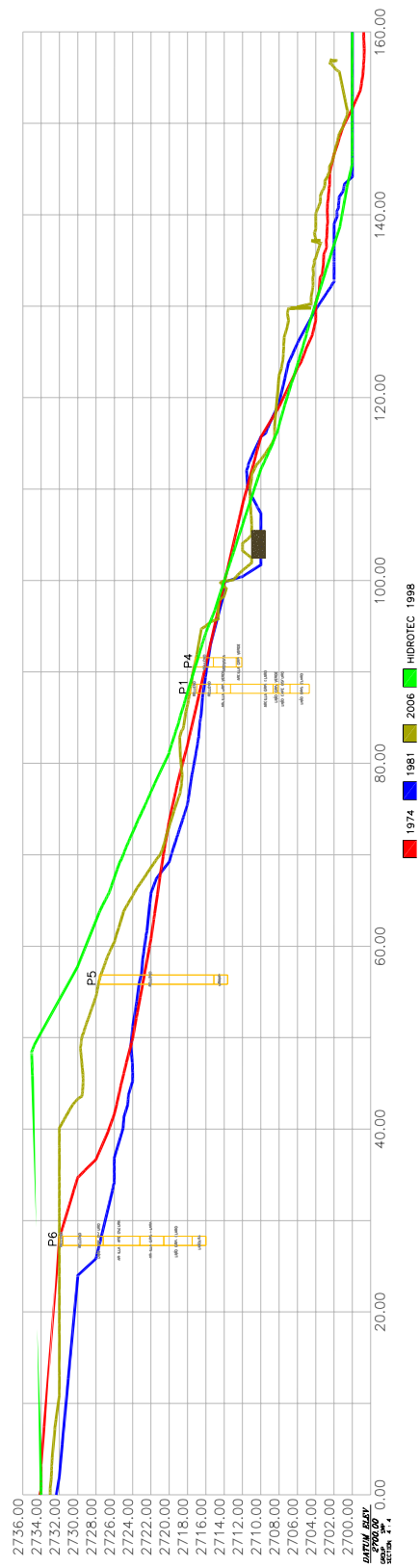


Figura 4. 19 Evolución de la forma de la ladera a partir de levantamientos topográficos de diferentes años. Perfil 4-4.

4.5.2 Relación de la lluvia con el movimiento

Por lo general y en la mayoría de los estudios actuales realizados en el Distrito Capital, el análisis de la influencia de la precipitación como detonante de movimientos en masa se reduce a la aplicación de las ecuaciones que para lluvia crítica estableció la firma INGEOCIM¹⁸ en la zonificación de la amenaza por movimientos en masa de los cerros orientales basado en un trabajo precedente de Castellanos¹⁹.

Según este estudio, de los análisis de correlación se encontró que el área objeto del mismo se puede dividir en dos zonas a partir de la lluvia crítica y de la duración, con las siguientes correlaciones:

Lluvia crítica (l_{crit} en mm) vs Lluvia media multianual (l_{an} en mm)

Zona	Ecuación
SUROCCIDENTAL	$l_{crit}=0.3609l_{an}$
CERROS ORIENTALES	$l_{crit}=12.6326+0.1814l_{an}$

Duración (D_{ur} en días) vs Lluvia crítica (l_{crit} en mm)

Zona	Ecuación
SUROCCIDENTAL	$D_{ur}=3.2829l_{crit}^{0.4157}$
CERROS ORIENTALES	$D_{ur}=0.04923l_{crit}$

Los cálculos de este tipo realizados para el área de estudio en el marco de los cerros orientales se pueden sintetizar como se muestra en la tabla 4.7, donde es efectuado para las estaciones seleccionadas en el presente estudio y destacando las estaciones San Luis y San Diego que enmarcan de oriente a occidente la zona.

Tabla 4. 7 Lluvia detonante

Estacion	Nombre	ENTIDAD	TIPO	Localización		Elevación (msnm)	Ptotal (mm)	Lluvia Detonante	
				N	W			Lluvia Crítica (mm)	Duración (días)
2120040	SAN LUIS	EAAB	PG	4 39'	74 03'	2959	1013	196.3	9.7
2120115	EDIF M MEJIA	CAR	PG	4 37'	74 05'	2580	716	142.4	7.0
2120023	SAN DIEGO	EAAB	PM	4 37'	74 04'	2700	983	191.0	9.4
2120066	LA VIEJA	EAAB	PM	4 39'	74 03'	2720	1024	198.4	9.8
2120032	EL GRANIZO	EAAB	PM	4 37'	74 03'	3125	1162	223.3	11.0

Al respecto es conveniente anotar que siendo los datos pertenecientes a la estación San Diego, la superposición con San Luis estará más lejos por cuanto en esta última estación la precipitación media anual es mayor.

No obstante estas ecuaciones han sido producto de regresiones de datos de las diferentes estaciones localizadas en los cerros orientales y por tanto en el presente

¹⁸ [INGEOCIM, 1999] INGEOCIM (1999). *Estudios de Remoción En Masa En Varias Localidades de Bogotá. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad Y Riesgo Por Inestabilidad Del Terreno Para Las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santa Fe, Chapinero, Usaquén Y Suba de Santa Fe de Bogotá*. Technical Report 47, FOPAE.

¹⁹ [Castellano & Gonzalez, 1997] Castellano, R. & Gonzalez, A. (1997). Algunas relaciones de precipitación crítica-duración que disparan movimientos en masa en Colombia. In ABMS (Ed.), *2º Simposio Pánamericano de Deslizamientos* (pp. 863—878). Rio de Janeiro: ABMS.

análisis se analiza particularmente la relación de la lluvia con el evento particular en cada una de ellas.

Para tal fin, se obtuvieron las curvas de probabilidad de ocurrencia de lluvias acumuladas a nivel diario para los últimos 10 años en las estaciones San Luis y San Diego teniendo en cuenta su similar altitud y localización próxima al sitio de estudio, aunque la precipitación varía debido a su posición geográfica puesto que San Luis se encuentra del costado oriental de los cerros (mayor volumen anual 1013mm) mientras que San Diego se encuentra del costado occidental (ciudad), sobre la misma vertiente del área objeto de este estudio.

Dado que para el análisis del evento es indispensable conocer los valores de lluvia diaria, fueron consultados los registros más actualizados de las estaciones. Los registros diarios de las estaciones solo se encontraron actualizados a mayo de 2006 para la estación San Diego, cubriendo el periodo en que se produjo el movimiento.

Teniendo en cuenta que el evento se presentó el 10 de mayo de 2006 y con la información referente a lluvias de la estación San Diego, se superponen a las curvas de frecuencia de lluvias, la información de lluvias acumuladas precedentes a esa fecha conforme se presenta en las Figuras 4.20 y 4.23 con el detalle de los primeros 90 días y 30 días respectivamente. Cabe anotar que en las Figuras 4.20 y 4.23 existe un umbral de lluvia hacia el día 30 acumulado al evento que se retomará posteriormente en este análisis.

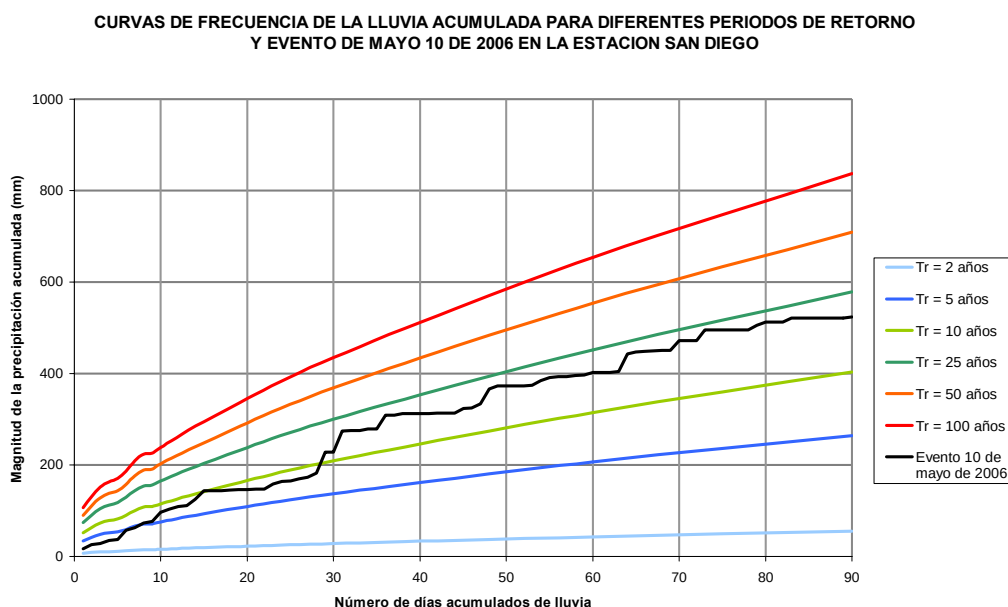


Figura 4. 20 Lluvias acumuladas a los primeros 90 dias. Estación San Diego.

CURVAS DE FRECUENCIA DE LA LLUVIA ACUMULADA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO Y EVENTO DE MAYO 10 DE 2006 EN LA ESTACION SAN DIEGO

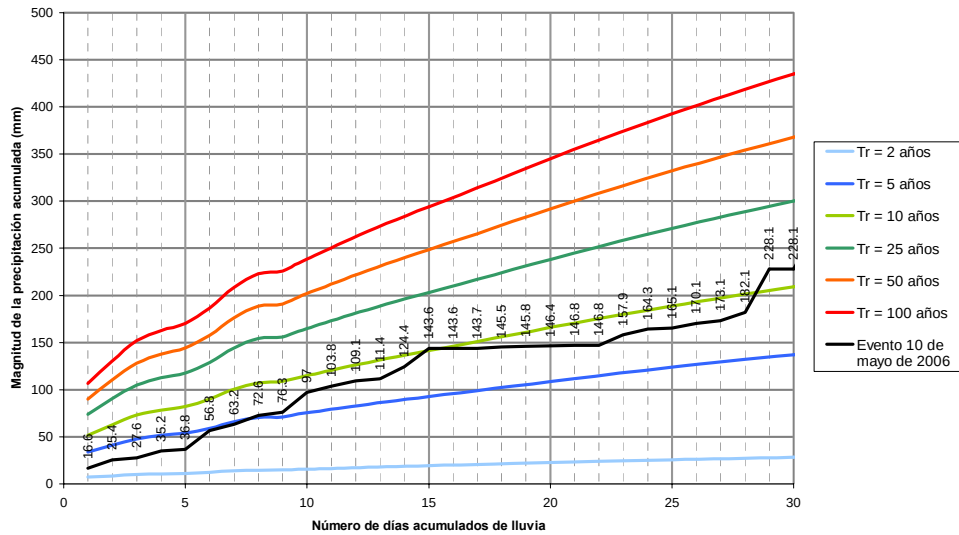


Figura 4. 21 LLuvias acumuladas a los primeros 30 días. Estación San Diego.

CURVAS DE FRECUENCIA DE LA LLUVIA ACUMULADA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO Y EVENTO DE MAYO 10 DE 2006 EN LA ESTACION SAN LUIS

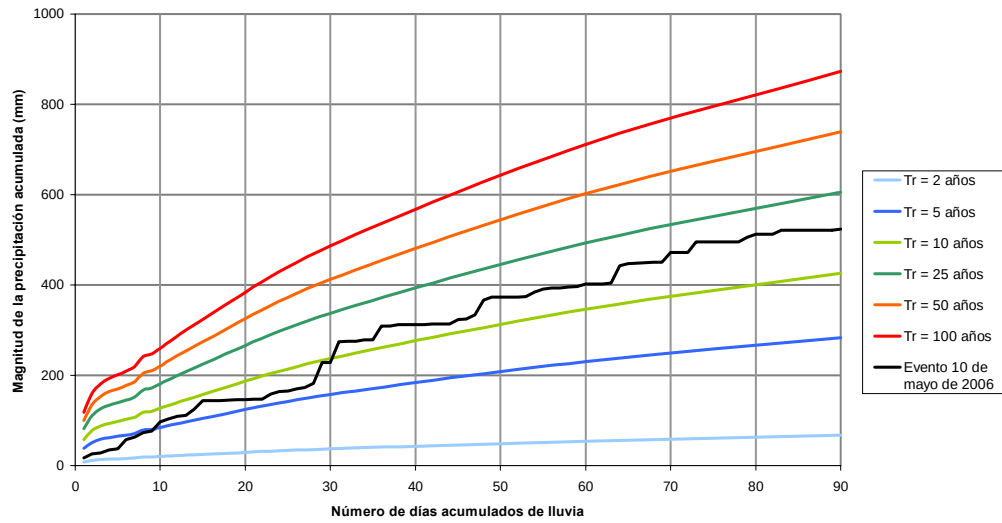


Figura 4. 22 LLuvia acumulada a los primeros 90 días. Estación San Luis

**CURVAS DE FRECUENCIA DE LA LLUVIA ACUMULADA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO
Y EVENTO DE MAYO 10 DE 2006 EN LA ESTACION SAN LUIS**

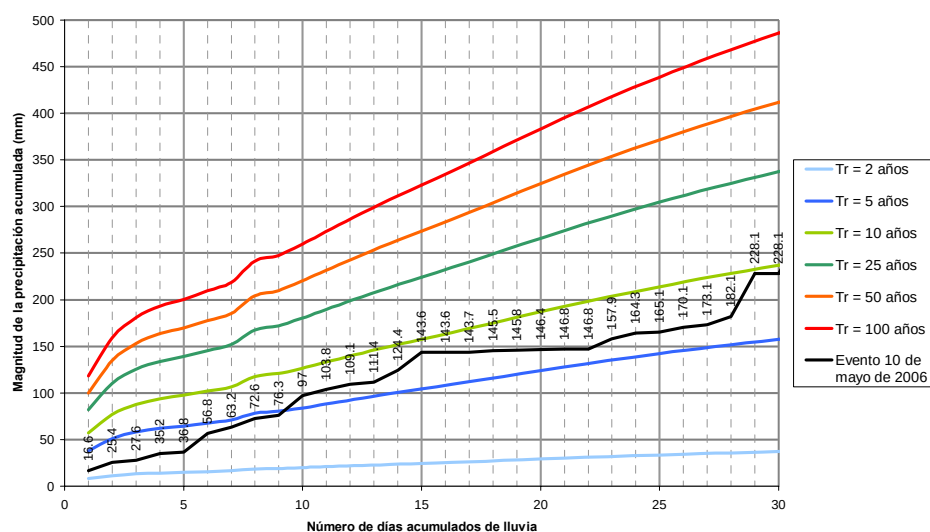


Figura 4. 23 LLuvia crítica acumulada a los primeros 30 días. Estación San Luís.

Considerando como duración crítica 10 días, se observa en las gráficas que los valores acumulados de lluvia para los 50 años de periodo de recurrencia son mayores a los obtenidos en los cálculos según lo expresado por Ingeocim²⁰ (Tabla 4.7). Esto indica que el periodo de las lluvias hallado con las formulas es menor al real en este caso particular.

Si se observa en las Figuras 4.20 y 4.23 líneas superpuestas para el evento del 10 de mayo de 2006 (color negro) en San Diego, se observa que para el día 15 acumulado supera el periodo de recurrencia de 10 años conforme la frecuencia de lluvias acumuladas de la estación, evento que podría ser significativo si se tiene en cuenta la retención de agua en el suelo en dicho lapso de tiempo. De igual forma se observa que para el día del evento, la lluvia diaria no alcanza el periodo de recurrencia de 5 años en la estación.

Analizando en campo la situación y realizando las consultas con los habitantes de los alrededores, los mismos manifiestan haber visto grietas de tracción en la parte superior del talud días antes del evento. Este dato hace pensar en la posibilidad de que un evento de lluvia ocurrido en días anteriores, haya originado el movimiento.

Para tal efecto se realizaron los cumulos de lluvias precedentes en un intervalo de tiempo entre 1 y 35 días para la estación San Diego como la más cercana y se generó la Figura 4.24, donde además de las curvas se muestra la envolvente de valores máximos acumulados posibles en este intervalo de tiempo.

²⁰ [INGEOCIM, 1999] INGENOCIM (1999). *Estudios de Remoción En Masa En Varias Localidades de Bogotá. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad Y Riesgo Por Inestabilidad Del Terreno Para Las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santa Fe, Chapinero, Usaquén Y Suba de Santa Fe de Bogotá*. Technical Report 47, FOPAE.

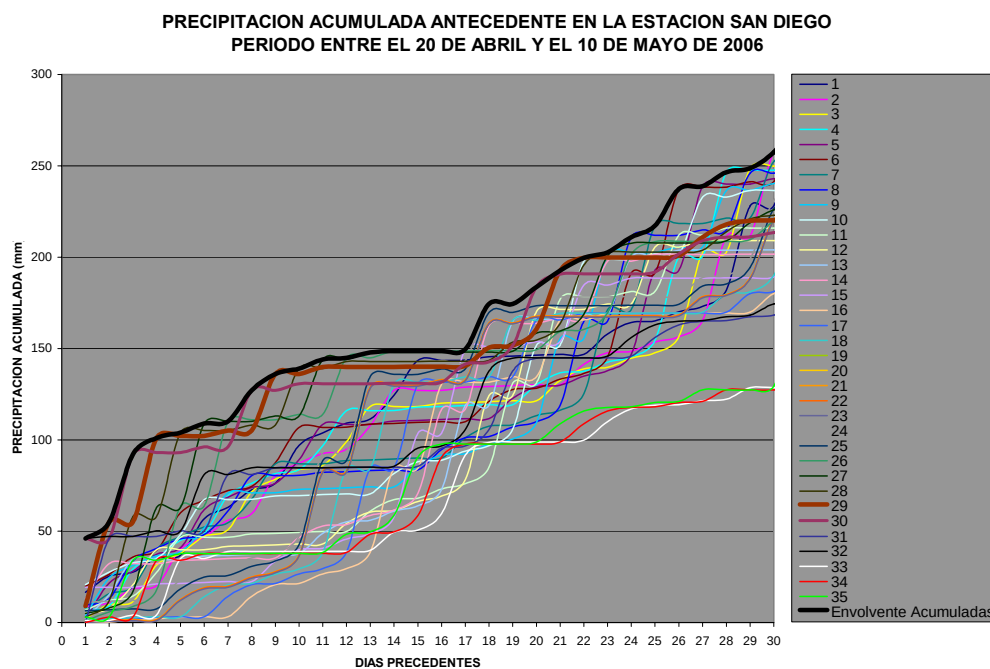


Figura 4. 24 Envolverte de valores máximos. estación San Diego

Al analizar la Figura 4.24 se observa que para el día 30 acumulado precedente se presenta el mayor valor en el menor intervalo de tiempo. Con este dato se genera la Figura 4.25 en la cual se superponen a las curvas de frecuencia de la estación San Diego, la curva envolvente de máximos valores acumulados y la curva para el día 30 acumulado, equivalente al día 11 de abril de 2006.

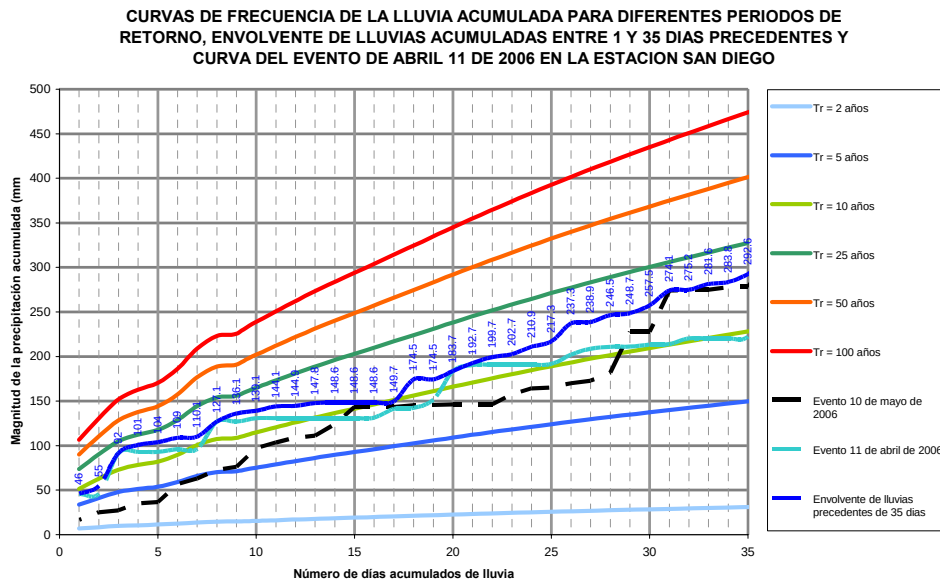


Figura 4. 25 Curvas de frecuencia de la lluvia acumulada. Estación San Diego.

4.5.3 Análisis para la configuración inicial del Terreno

Esta situación corresponde a los análisis realizados antes de implementar las medidas de emergencia. Como se verá más adelante, el movimiento del material dejó al descubierto la superficie de falla, encontrándose que esta era un poco más superficial a la estimada inicialmente. Esto desde luego generó nuevos análisis y una reevaluación de las medidas correctivas inicialmente propuestas.

- *Secciones de análisis Longitudinales*

A partir de la topografía, geología local y registros de perforaciones se construyó el perfil estratigráfico promedio ilustrado en las figuras 4.26 y 4.27, correspondientes a las secciones 2 - 2 y 4.- 4. Destacándose los siguientes aspectos:

- La condición utilizada para los análisis iniciales corresponde a la configuración que tenía el terreno en 1997, ya que no se contó con información adicional que permitiera analizar otra configuración diferente del terreno.
- Para efectos de análisis iniciales se ha tomado como posición del nivel freático al registrado durante las perforaciones, aunque es probable que el nivel freático se encontrara más alto.
- En el perfil se han identificado claramente tres capas: en primer lugar el material de relleno el cual se encontraba muy suelto, seguido por una arcilla limosa blanda y finalmente un limo arcilloso de consistencia dura.
- Dadas las características de resistencia de los anteriores materiales, es muy probable que el material fallado corresponda al relleno.

- Un aspecto importante de destacar es que la falla del material no se presentó el 10 de mayo, sino desde algunos días antes ya se habían generado movimientos previos. (Desafortunadamente no se encontraron conceptos técnicos de visitas de emergencia en este sector). La anterior aseveración fué realizada por habitantes del sector.

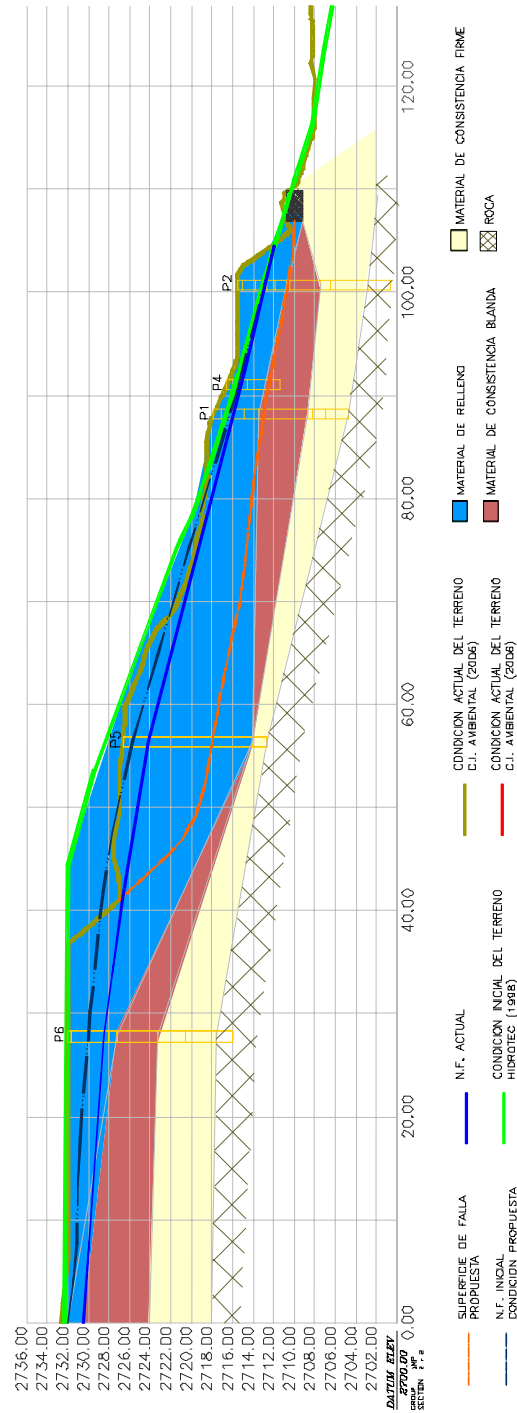


Figura 4. 26 Sección de análisis - 2-2

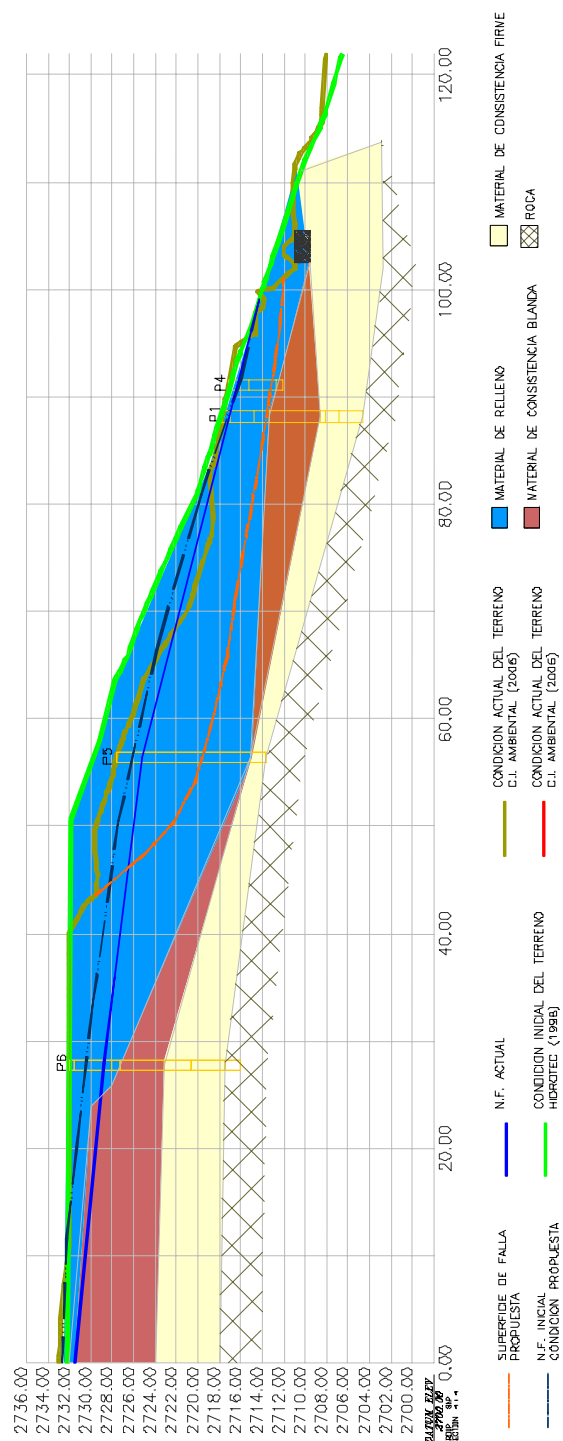


Figura 4.27 Sección de análisis 4-4

- *Condiciones Iniciales*

En esta primera fase se realizan los análisis de estabilidad partiendo de la configuración inicial del terreno, la cual se presenta en la figura 4.28. Los análisis se realizaron asumiendo que el nivel freático se encontraba alto. Hay dos motivos para sustentar la anterior hipótesis:

- En primer lugar, en los días precedentes al movimiento se presentaron lluvias que si bien no fueron muy intensas, generaron un ascenso importante en el nivel freático.
- En segundo lugar, el efecto adverso del agua fue trascendental, ya que el manejo tanto del agua superficial como sub-superficial fue inadecuado. Por un lado, el agua superficial tiende a escurrir en una cantidad importante hacia el deslizamiento. Por otro lado, la quebrada tiende a seguir su antiguo cauce que se encontraba obstruido, inyectando cantidades de agua al deslizamiento, a través de un tubo que atraviesa la carretera que conduce al seminario Calazans.

Los análisis de estabilidad se realizaron con el programa SLIDE ²¹, para lo cual se utilizó el método de Bishop ²² modificado y el método de Janbu ²³. Los análisis se enfocaron desde dos perspectivas: en primer lugar se generaron de manera aleatoria 4800 superficies de falla con el fin de encontrar las más críticas y posteriormente basados en la forma del terreno, los registros de perforación y las visitas de campo se definió una probable superficie de falla con componente rotacional y traslacional. En este orden de ideas se obtuvieron los siguientes resultados:

- Si se asignan los parámetros de resistencia pico a los diferentes materiales, se encuentra que el material más susceptible de fallar es el relleno (el material de menor resistencia).
- Si se generan superficies de falla circulares aleatorias con el programa SLIDE, se encuentra que todas las superficies críticas involucran básicamente el relleno (ver figura 4.29).
- Con el fin de evaluar la influencia del agua sobre la estabilidad del talud, se reconstruyó la condición inicial del terreno y se realizó un análisis de sensibilidad variando para ello la posición del nivel freático. La condición inicial del terreno se ilustra en la figura 4.30, donde además se presenta la configuración que se le ha dado a la tabla de agua: una posición máxima (en la que el talud se presenta prácticamente saturado), y una posición mínima en la que se ha drenado el talud. La superficie de falla ilustrada corresponde a la deducida a partir del reconocimiento de campo, perforaciones, geología y forma del terreno una vez fallado. Los resultados de dichos análisis de presentan en la figura 4.31, donde se muestra la variación del factor de seguridad con la posición del nivel freático. De dicha figura se deduce que un ascenso del nivel freático de 2.0 metros conduciría a la falla del talud. Nótese que aún en condición drenada, el talud presentaba un factor de seguridad bajo (1.1 aproximadamente), lo cual se explica por los bajos parámetros de resistencia del material. Otro agente que se investigó como un

²¹ [Rocscience, 2005] Rocscience (2005). *Slide 2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slope*. Rockscience Inc.

²² [Bishop, 1955] Bishop, A. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5 No 1, 7—77.

²³ [Janbu, 1973] Janbu, N. (1973). Slope stability computations. In R. Hirshfeld & S. Poulos (Eds.), *Embankment Dam Engineering* (pp. 47—86). New York: John Wiley and Sons.

posible detonante fue el sísmico. Sin embargo, la Red Sismológica Nacional no presenta registros de sismos en Bogotá en los primeros días de mayo.

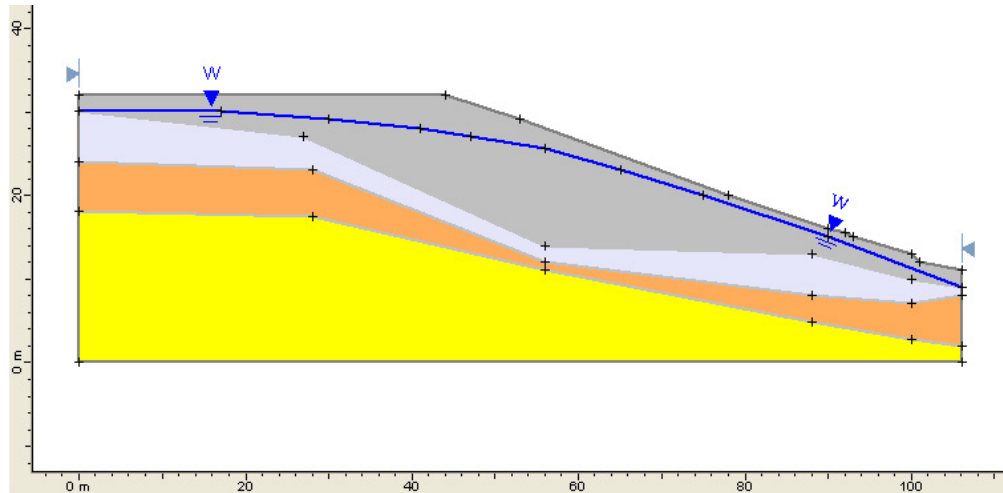


Figura 4. 28 Configuración del terreno para análisis inicial.

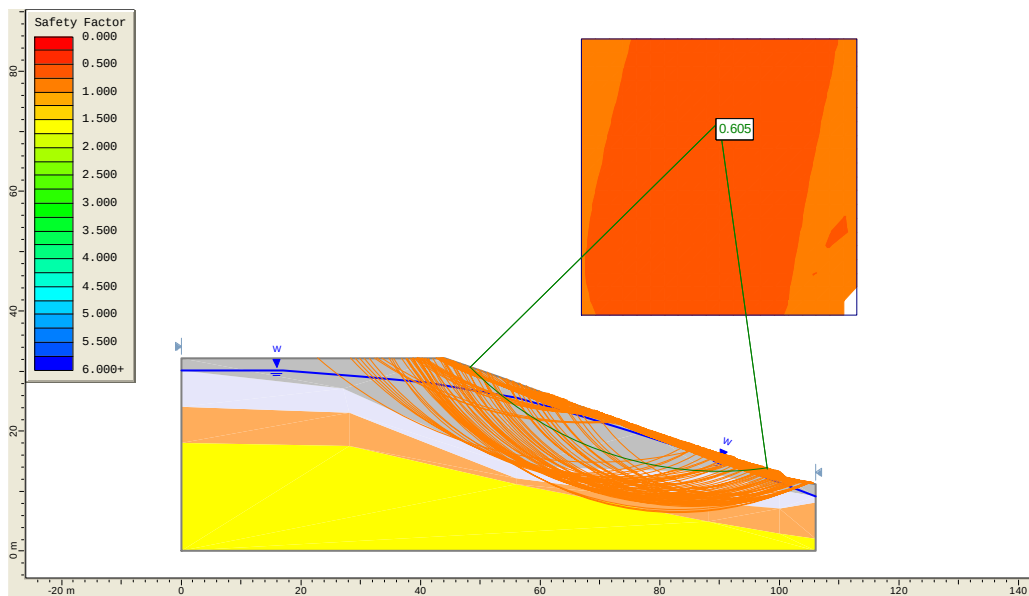


Figura 4. 29 Superficies de falla críticas generadas aleatoriamente.

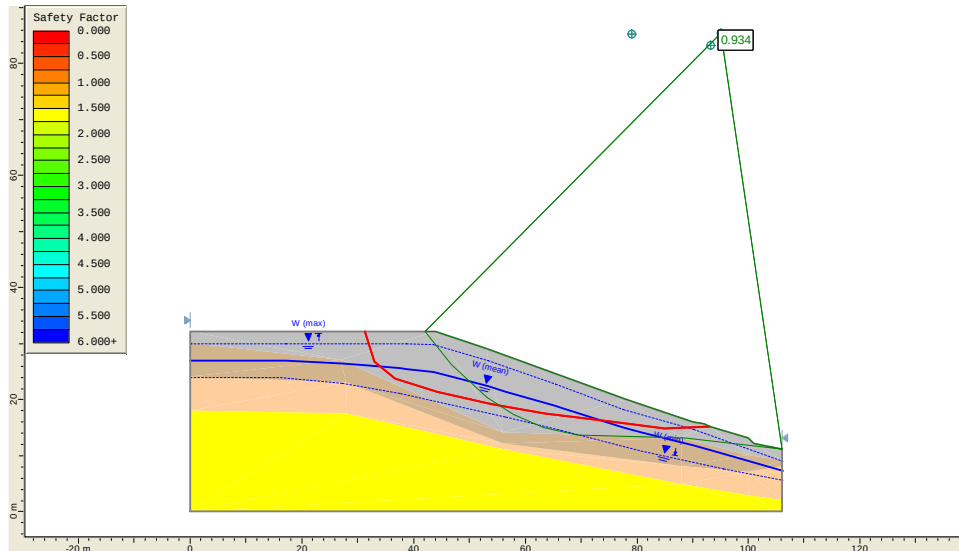


Figura 4. 30 Análisis de sensibilidad del efecto de la fluctuación del nivel freático. Condiciones iniciales.

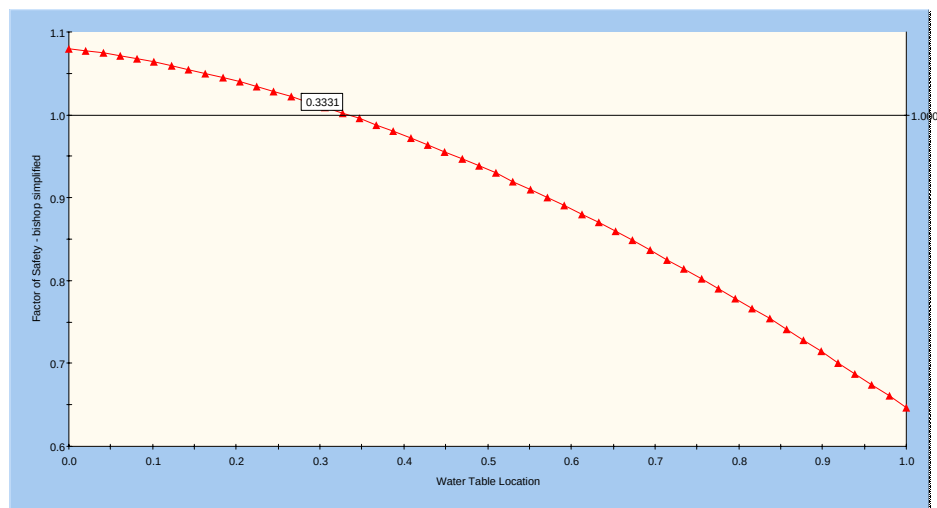


Figura 4. 31 Variación del factor de seguridad con la posición del nivel freático.

4.5.4 Configuración del Talud con medidas correctivas

Se presentan a continuación los análisis de estabilidad con las medidas requeridas para garantizar la estabilidad del Talud.

- *Talud Terraceado*

Con esta medida se pretende básicamente descargar el relleno de la parte superior del talud. Debido a que se desconoce la forma de la superficie de falla, se generaron de manera aleatoria superficies de falla circulares, encontrándose los siguientes resultados:

- En primer lugar si se realiza el terracedo pero se mantienen las condiciones actuales del agua sub-superficial (es decir, colocamos la posición del agua registrada durante las perforaciones), el talud fallaría (figura 4.32).

- Si por otro lado se abatimos el nivel freático al talud terracedo, como se ilustra en la figura 4.33, mejoramos la estabilidad del talud, aunque el factor de seguridad es de apenas 1.1. Lo anterior implica que las anteriores medidas no son suficientes para garantizar la estabilidad global de la masa, motivo por el cual es necesario acudir a estructuras de contención.
- Por últimos en las figuras 4.32 y 4.33 se observa que es necesario tender aún más el talud de la parte superior (pasarlos de 1H:1V a 2H:1V)

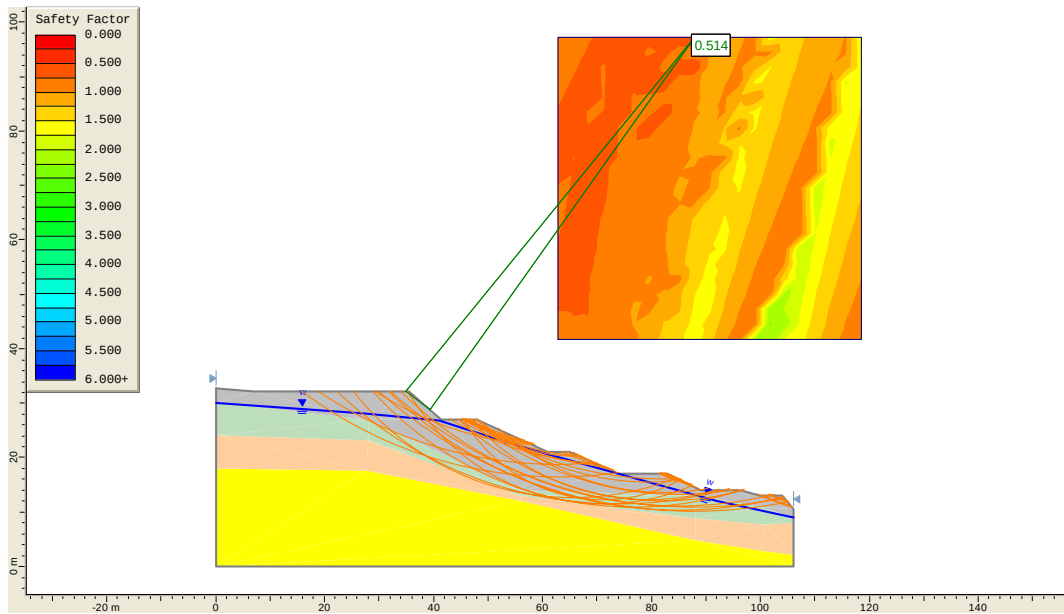


Figura 4.32 Talud terracedo sin abatimiento del nivel freático (el nivel freático asumido corresponde al registrado durante las perforaciones)

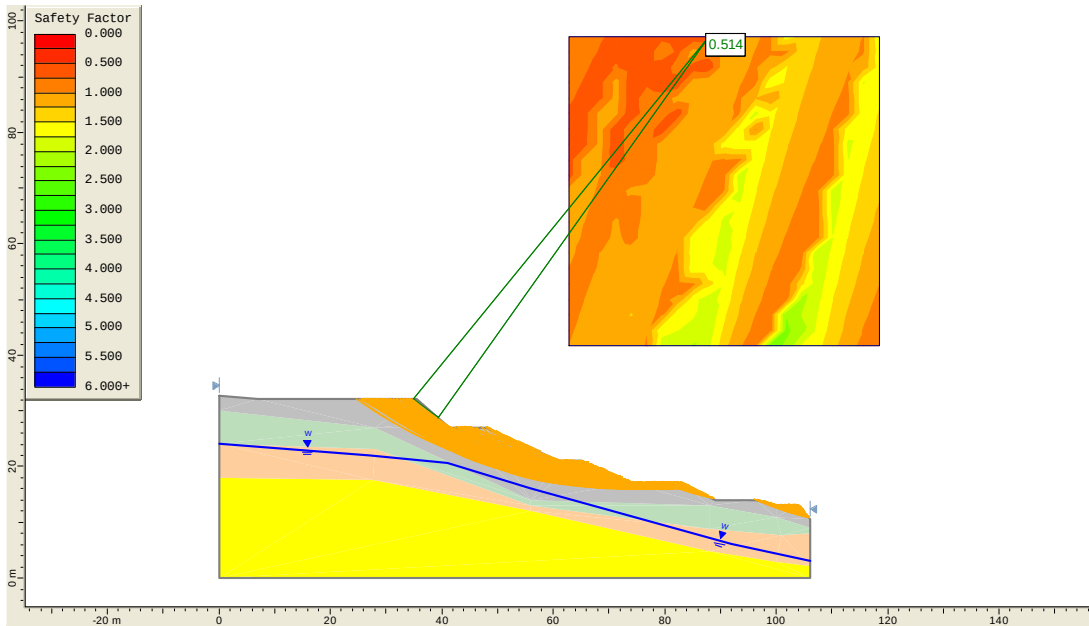


Figura 4.33 Talud terracedo, con abatimiento del nivel freático

- *Estructura de Contención*

Micropilotes. Con los anteriores análisis se obtuvo que el drenaje y el terraceo son necesarios pero no suficientes para garantizar la estabilidad del talud. Si bien es cierto que el factor de seguridad es de 1.1 en condición estática, el talud fallaría en el evento de un sismo. Debido a lo anterior, es necesario complementar una serie de medidas encaminadas a incrementar la resistencia del relleno. Para esto se analizó la instalación de micropilotes empotrados en la arcillolita y capaces de soportar el empuje lateral transmitido por el terreno.

Esta opción corresponde a un pilotaje de la ladera de manera que se incremente la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla crítica, es decir a lo largo del contacto entre el suelo arcilloso y la arcillolita, pero por seguridad extendiendo los pilotes a una mayor profundidad. La figura 4.34 presenta el esquema y detalles de esta propuesta en donde se observa que para la condición estática el factor de seguridad es de 1.4, mientras que para la condición con sismo el factor de seguridad se reduciría a 1.02. El análisis se realizó para pilotes en concreto reforzado de resistencia al cortante de 14 Kg/cm², diámetro de 0.30 metros y longitud de 18.0 metros.

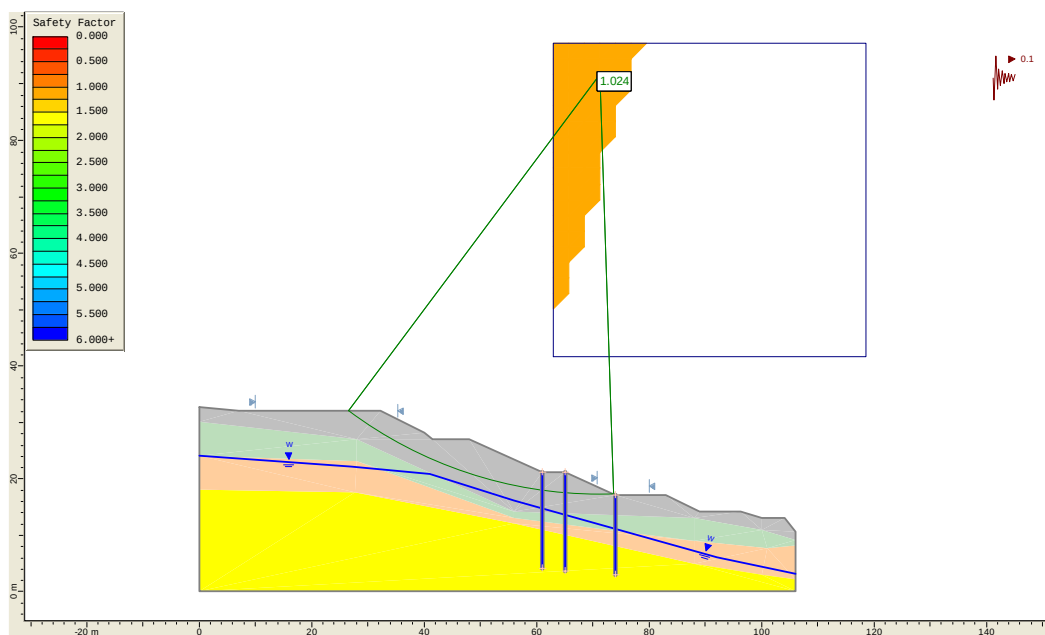


Figura 4. 34 Análisis de estabilidad con micropilotes y talud drenado

Muro en Gaviones y Relleno. La opción de los micropilotes presenta la desventaja de ser una medida correctiva muy costosa. Debido a lo anterior se estudio otra alternativa consistente básicamente en la construcción de dos muros en gaviones complementados con el reemplazo del material de relleno de la base con material seleccionado, tendientes a mejorar la resistencia del talud ante un eventual sismo. El proceso de cálculo consistió en realizar un retro-análisis para determinar la fuerza horizontal requerida para incrementar el factor de seguridad a dos en condición estática. Esta fuerza horizontal fue utilizada posteriormente para diseñar el muro de contención y relleno en la parte media del talud. Los resultados del análisis se ilustran en la figura 4.35, donde se observa que la fuerza requerida para incrementar el factor de seguridad a dos es de 472 kN/m. Conocidos los anteriores valores se realizó un nuevo análisis de estabilidad aplicando las cargas distribuidas generadas por el muro en gaviones y el

recebo compactado, donde se observa una ostensible mejoría de la estabilidad del relleno tanto en condiciones estáticas (figura 4.36, FS=2.1), como dinámicas (figura 4.37, FS=1.5).

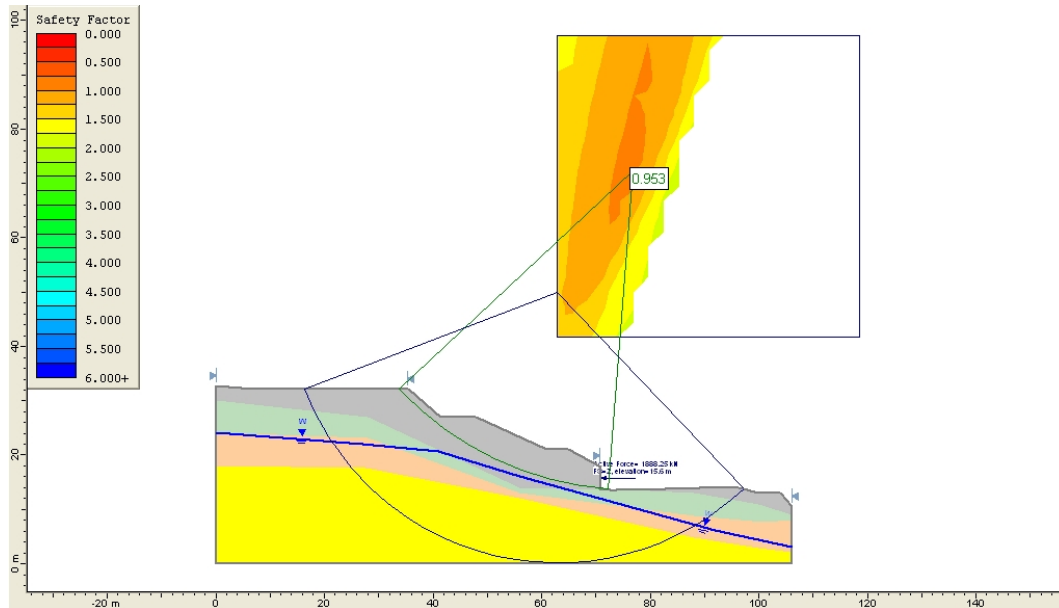


Figura 4. 35 Cálculo de la fuerza horizontal requerida para factor de seguridad dos (FS=2), en condición estática

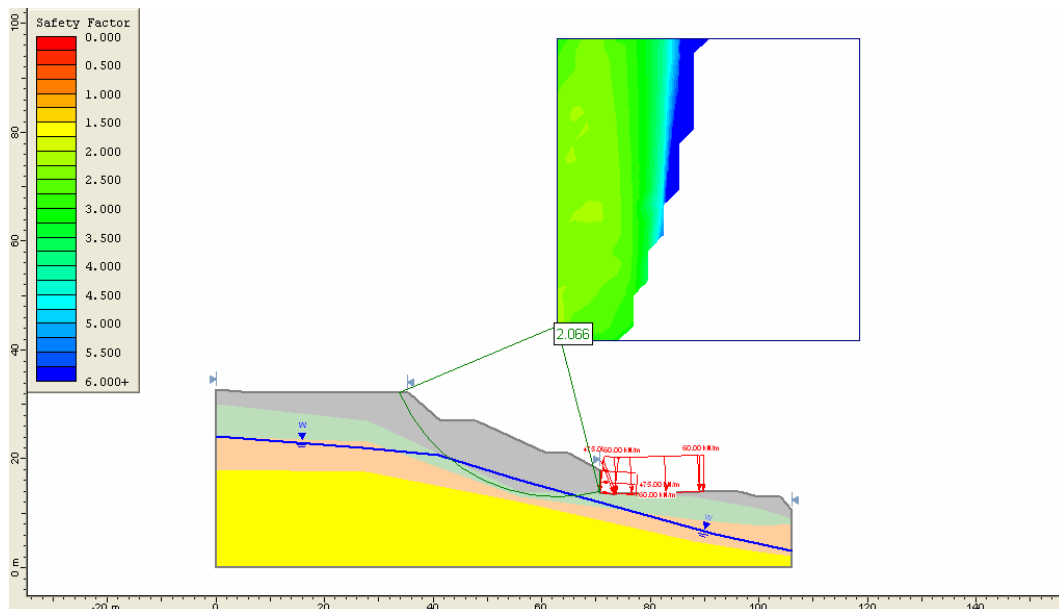


Figura 4. 36 Análisis de estabilidad con las medidas correctivas

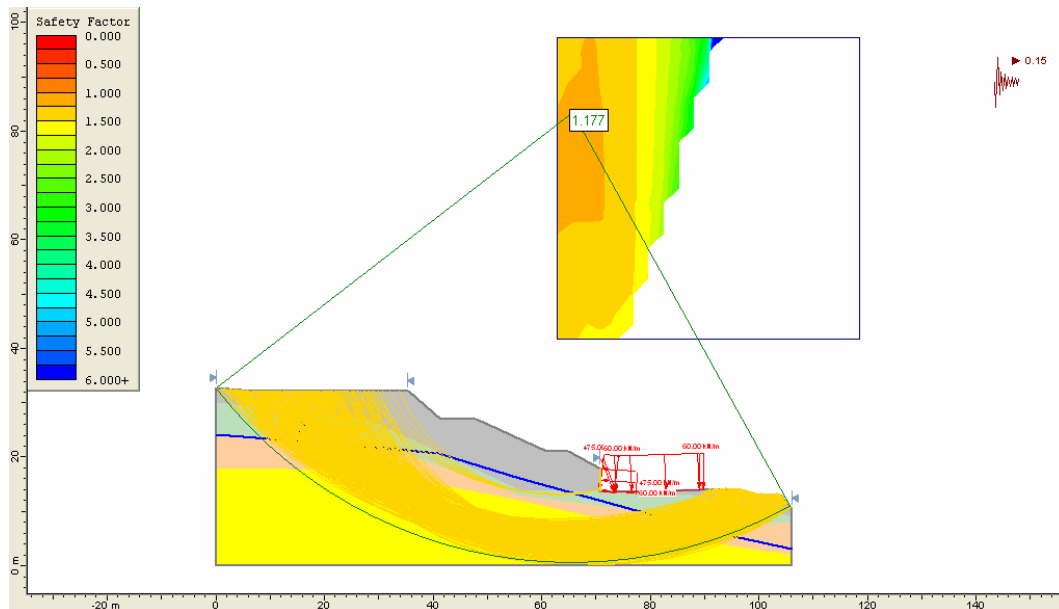


Figura 4. 37 Análisis de estabilidad con sismo y medidas correctivas

Para el diseño del muro en gaviones se utilizó el programa GawacWin²⁴, para lo cual se utilizaron diferentes configuraciones hasta obtener la más adecuada. Las propiedades para el diseño del terraplén fueron las siguientes:

- Peso unitario gavión: 24.20 kN/m³
- Porosidad del gavión (n): 20%
- Malla y diámetro del alambre: 8x10, ϕ 2.7 mm CD

Para estabilizar el terreno se han diseñado dos tipos de gaviones denominados gavión tipo 1 y gavión tipo 2. Debido a que la carga a que estará sometido el gavión tipo 1 es muy grande, se analizó incrementar la presión pasiva del muro sobre el relleno, mediante la construcción de un recebo compactado, cuya altura podría fluctuar entre un metro y cuatro metros (esta última condición implica que el muro quedaría completamente sumergido dentro del material compactado). Las diferentes configuraciones que presentaría el terreno se ilustran en las figuras 4.38 y 4.39, donde el espesor del terraplén (h) podrá fluctuar entre 0 y 4.0 metros. Finalmente, los resultados de los análisis se muestran en la tabla 4.8, donde se observa que un relleno superior a 2.0 metros implica la estabilidad del muro por deslizamiento y volcamiento; sin embargo, la presión pasiva generada no es suficiente para soportar la carga transmitida por el relleno con un factor de seguridad de 2.0. Esta condición solamente se cumple cuando el espesor del relleno es de cuatro (4.0) metros, caso en el cual, la presión pasiva desarrollada por el muro y el recebo compactado es equiparable con la presión transmitida por el relleno.

En el evento de un sismo de 0.15g, se obtienen los siguientes factores de seguridad:

- FS_{deslizamiento}: 1.86
- FS_{volcamiento}: 1.85

²⁴ [Maccaferri, 1999] Maccaferri (1999). *Gawac for Windows*. GCP Engenharia, Brasil.

- $FS_{\text{fallaglobal}}: 1.57$

Con los anteriores valores se garantiza la estabilidad del relleno. Nótese que los análisis se realizaron garantizando la condición drenada del talud.

+

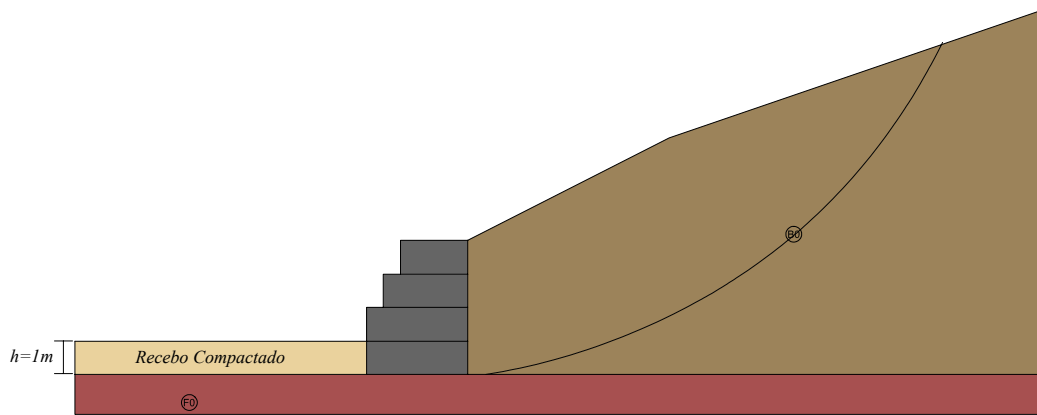


Figura 4. 38 Diseño de muro en Gaviones con recebo compactado (h=1.0 metros)

+

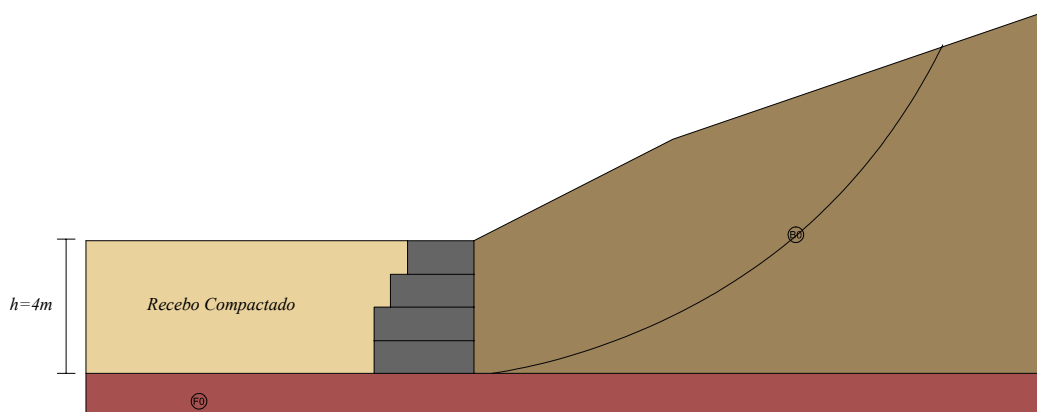


Figura 4. 39 Diseño de muro en Gaviones con recebo compactado (h=4.0 metros)

Tabla 4. 8 Evaluación de estabilidad del gavión para diferentes configuraciones del relleno

Condición	Altura Relleno	E_{pasivo} (KN/m)	F_s Deslizamiento	F_s Volcamiento	F_s falla global
1	0	0	0.73	1.65	0.87
2	1	31	0.89	1.69	1.08
3	2	117.4	1.35	1.92	1.44
4	3	259	2.1	2.5	2.08
5	4	456	3.1	3.7	1.82

Finalmente, se realizaron los análisis de estabilidad para los muros en gaviones ubicados en la parte inferior de talud (Gavión tipo 2), los cuales están orientados a garantizar la estabilidad del talud inferior y a proteger el canal de aguas lluvias. Para ello se dimensionó y evaluó el factor de seguridad por deslizamiento, volcamiento y estabilidad global de la estructura y suelo de cimentación. Las secciones de análisis se ilustran en la figura 4.43, mientras que los perfiles de análisis así como la disposición de los gaviones se presentan en las figuras 4.40 a 4.42, correspondientes a las secciones G_1 , G_2 y G_3 . En general se propone que los muros queden cimentados sobre la arcilla limosa, separados dos metros del canal para evitar que los incrementos de esfuerzos transmitidos por el gavión afecten el canal. Hacia el final del box culvert, es necesario construir unos muros en gaviones escalonados que servirán de apoyo a los muros de 3.0 metros de altura. Los análisis se realizaron para condición estática y dinámica ($a_{\text{máx}}/g = 0.15$), encontrándose los resultados consignados en las tablas 4.9 y 4.10. Los anteriores resultados muestran que el dimensionamiento propuesto es estable tanto para condiciones estáticas como dinámicas.

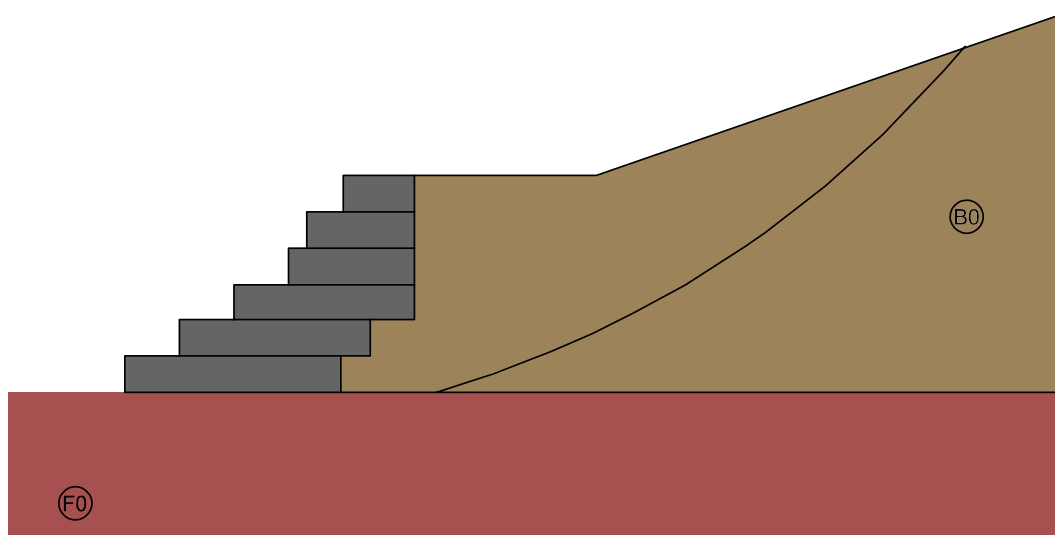


Figura 4. 40 Disposición de los gaviones. Sección G_1

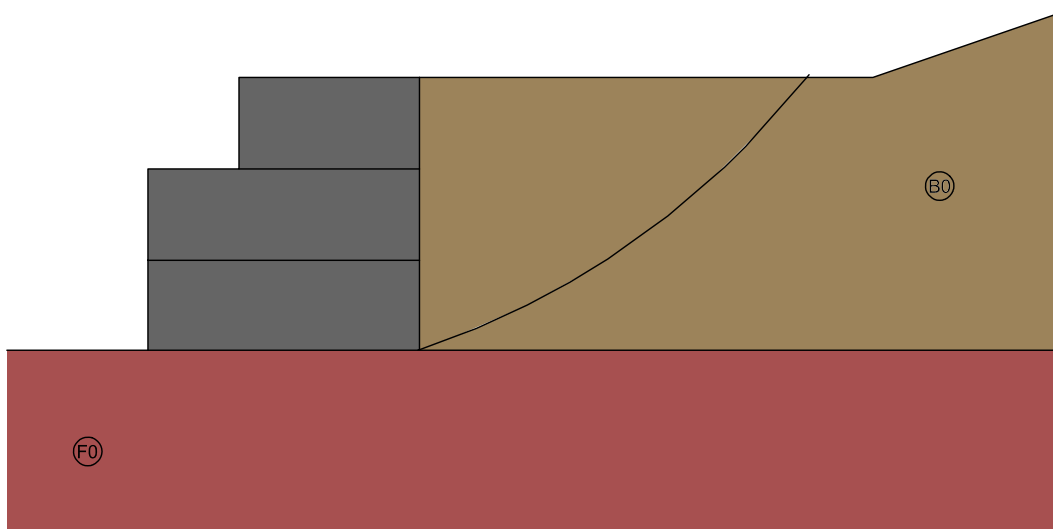


Figura 4. 41 Disposición de los gaviones. Sección G₂

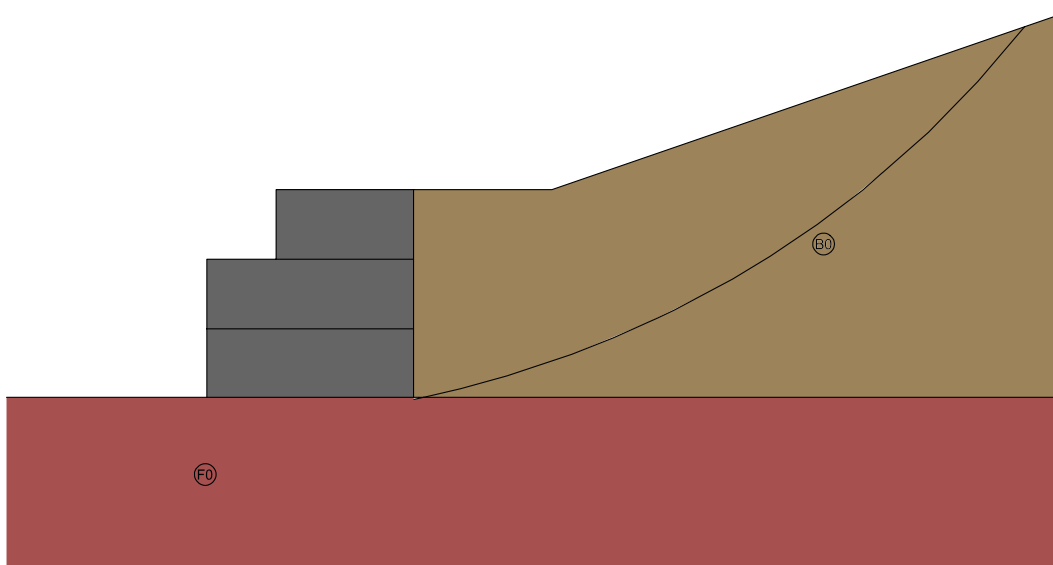


Figura 4. 42 Disposición de los Gaviones. Sección G₃

Tabla 4. 9 Resultados de los análisis de estabilidad del muro en gaviones. Análisis estático

Perfil	FS _{Deslizamiento}	FS _{Volcamiento}	FS _{global}
G1	2.36	11.89	1.51
G2	2.69	8.54	1.61
G3	2.60	8.28	1.52

Tabla 4. 10 Resultados de los análisis de estabilidad del muro en gaviones. Análisis dinámico

Perfil	FS _{Deslizamiento}	FS _{Volcamiento}	FS _{global}
G1	1.32	4.85	1.18
G2	1.62	4.11	1.30
G3	1.34	3.05	1.12

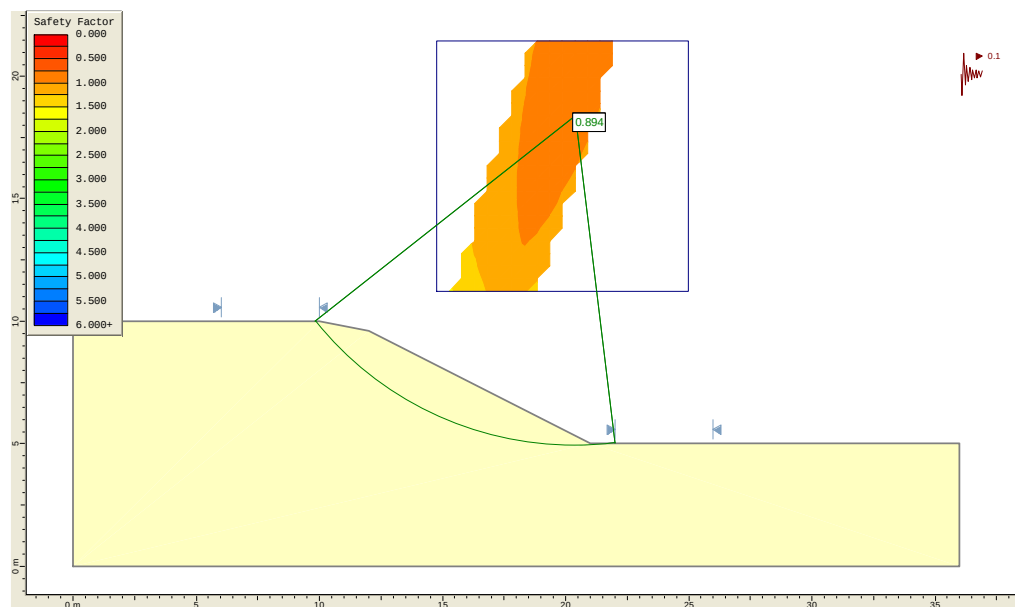
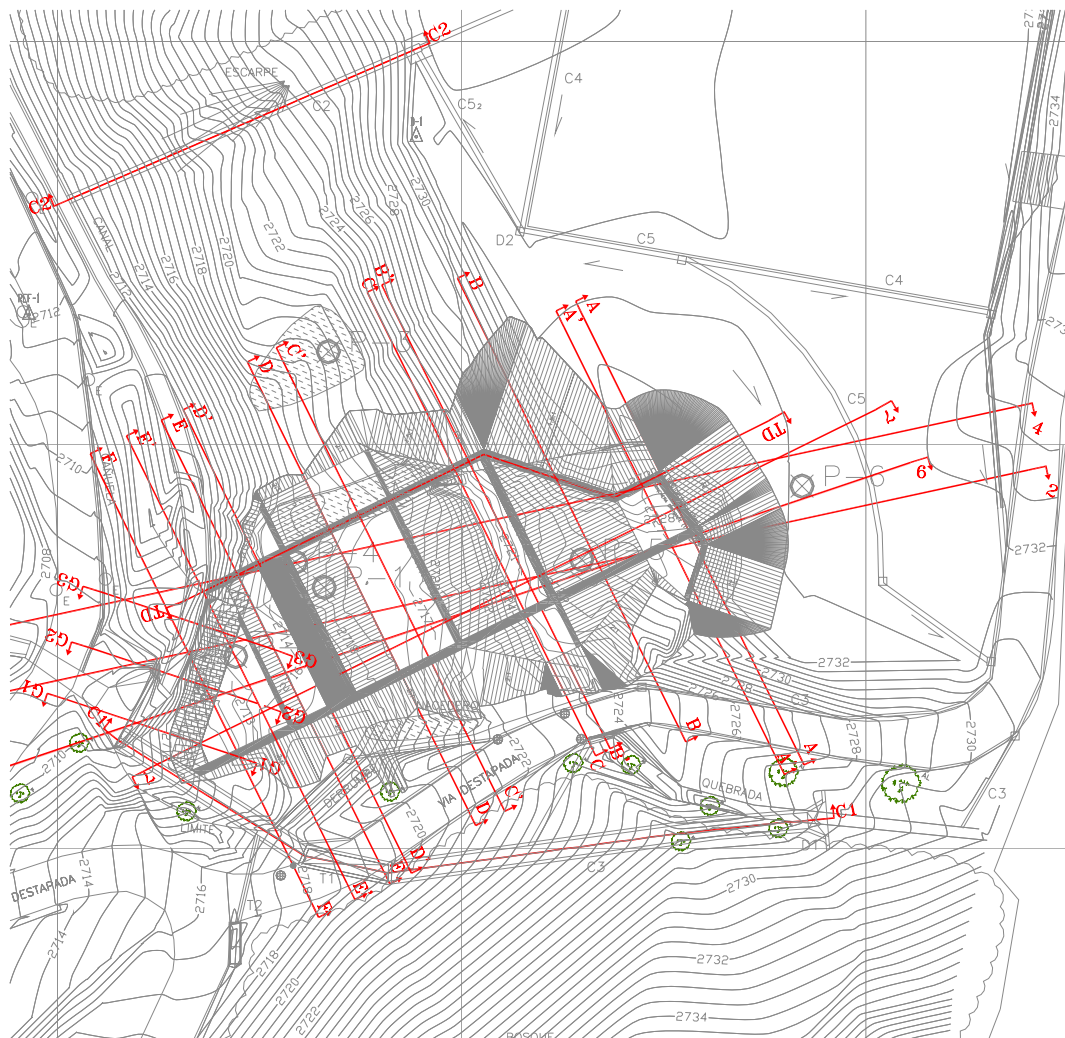
- *Secciones de análisis Transversales*

Adicional a los anteriores cálculos, se evaluó la estabilidad de los cortes laterales generados por el terraceo. Para tal fin se determinó la estabilidad de los cortes más altos y más empinados. En todos los casos se asumió que se han implementado las medidas tendientes a un adecuado manejo del agua superficial y sub-superficial, por lo cual los análisis se realizan en condición drenada. En la figura 4.43, se presenta la ubicación en planta de los perfiles transversales, mientras en el plano 4.7, se ilustra la sección transversal de los diferentes cortes propuestos; nótese que en general hacia el costado de la carretera se ha intentado en lo posible por mantener la configuración inicial del terreno y hacia el talud opuesto es donde se realizan los cortes importantes. Para efectos de análisis se asumen las siguientes hipótesis:

- El talud del costado norte está conformado por material de relleno.
- El talud de costado sur (colindante con la carretera), está conformado por arcillas y material rocoso.
- Se asume que el material es homogéneo (debido a las limitaciones de las perforaciones no fue posible realizar perforaciones en estos sectores).
- Taludes se encuentran drenados.
- Como los taludes se encuentran relativamente estables, no se ha movilizad la resistencia de manera que es aceptable trabajar con los parámetros de resistencia pico.

Como se comentó inicialmente, los análisis se realizaron sobre los cortes considerados críticos, los cuales son el A-A', B-B' y D-D'. Los resultados de dichos análisis son los siguientes:

- El corte A-A', es estable en condición estática, más no ante un sismo (figura 4.44). Los factores de seguridad son $FS_{estático}=1.15$ y $FS_{dinámico}=0.89$. La medida inmediata sería la de tender el talud, sin embargo, esta medida puede ser contraproducente en el sentido de quedar los cortes muy cercanos a la cancha de fútbol. En este caso es necesario definir si se tiende el talud o se convive con el problema de una eventual falla del talud en el evento de un sismo.
- El corte B-B', es estable en condición estática y dinámica (figura 4.45), siendo los factores de seguridad de $FS_{estático}=1.44$ y $FS_{dinámico}=1.09$.
- El corte D-D', al igual que el caso anterior es estable tanto en condición estática como dinámica (figura 4.46), y los factores de seguridad son $FS_{estático}=1.37$ y $FS_{dinámico}=1.124$.



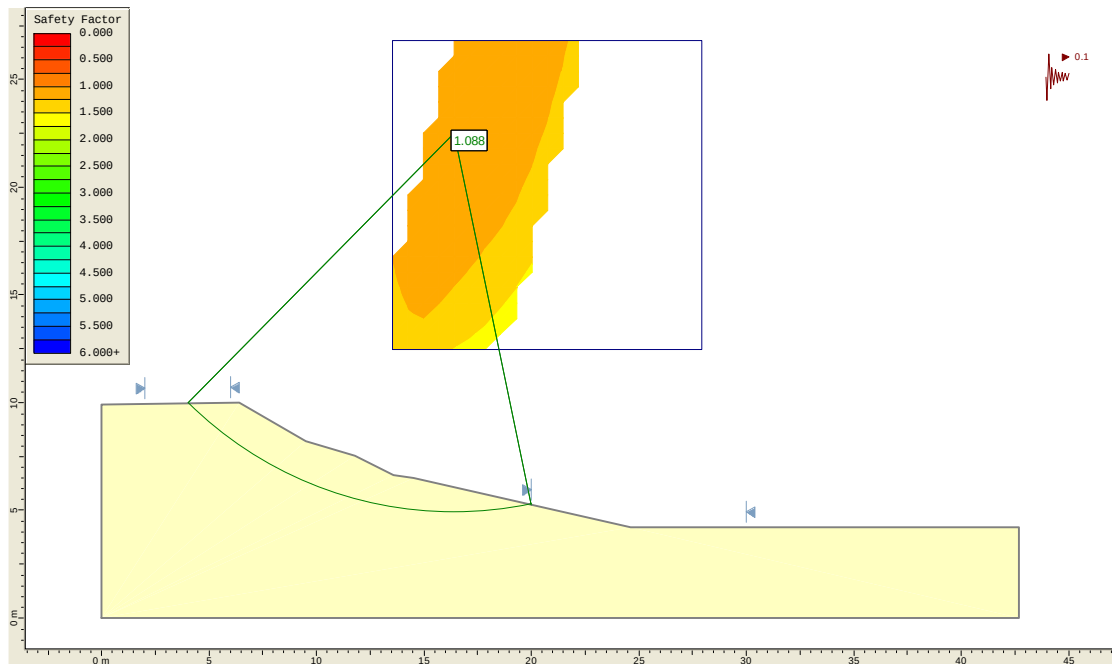


Figura 4. 45 Anàlisis de estabilidad, perfil B-B'. Condición drenada y sismo

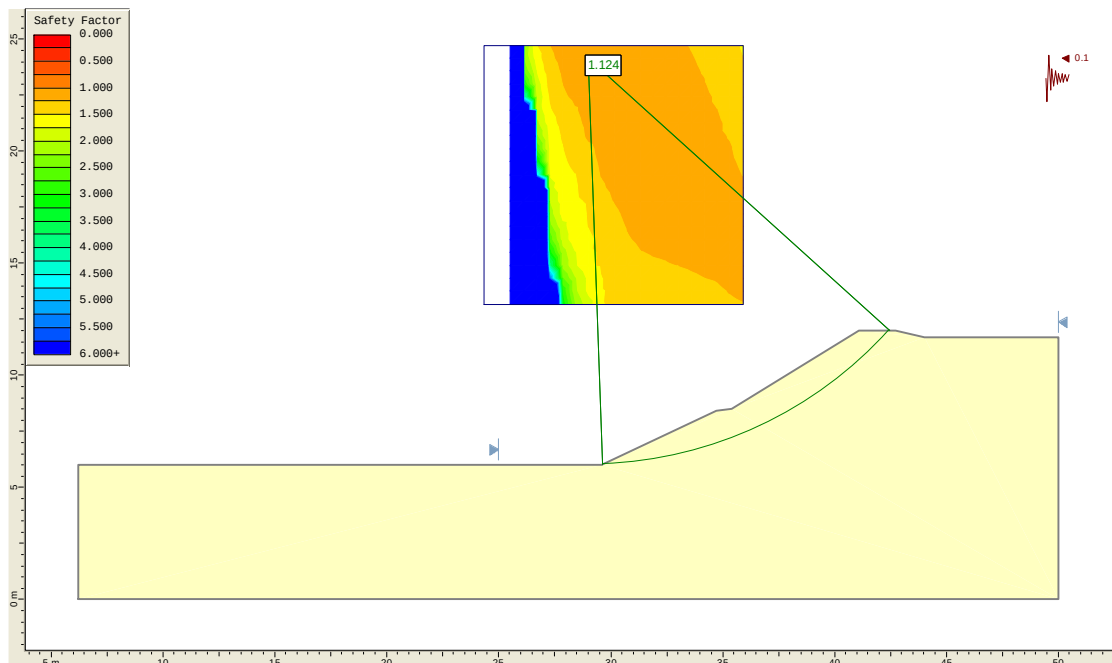


Figura 4. 46 Anàlisis de estabilidad, perfil D-D'. Condición drenada y sismo

Finalmente, en el plano 6.1 se ilustran tanto las secciones longitudinales como transversales una vez terracedo el talud.

4.5.5 Anàlisis para la configuración con obras de Emergencia

Debido a que durante el movimiento del relleno, se detectó una estructura hidráulica (canal) que no había sido tomada en cuenta en los análisis, y además la superficie de falla supuesta era un poco más superficial a lo inicialmente estimada, se realizó una segunda fase de análisis considerando la superficie de falla actual (figura

4.47). Para ello, se realizó un nuevo levantamiento topográfico, para la condición actual del terreno, señalando claramente sobre el plano y perfiles la zona donde aflora la superficie de falla. En el plano 1.1, se presenta la planta topográfica, así como los perfiles de análisis. En el plano 1.2, se ilustra una variación de la configuración del terreno durante la remoción de material. Los análisis de estabilidad por tanto se centrarán para la condición actual del terreno.



Figura 4. 47 Plano de falla sobre la roca.

Aún con las condiciones anteriores no se sabe a ciencia cierta la forma de la superficie de falla. Para esto se supuso un plano de falla con una inclinación correspondiente al ángulo de fricción residual del material aflorante sobre la superficie de falla (con el fin de mejorar la información de resistencia, se realizó un nuevo ensayo de corte directo, encontrándose que el ángulo de fricción en condición residual es de 12° y el ángulo de fricción pico es de 18° , ver figura 4.15).

Las obras de emergencia llevadas a cabo correspondieron básicamente a:

- Remoción del material desplazado y ubicado en la pata del deslizamiento.
- Recuperación del canal de aguas lluvias.
- Construcción de muro en gaviones.
- Manejo del agua superficial con el fin de evitar infiltraciones hacia el cuerpo del talud.

Las anteriores medidas correctivas generaron una nueva configuración del terreno, por lo que fué necesario realizar nuevos análisis para la configuración actual del terreno.

- *Terraceo y Estructura de Contención*

Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones, se optó por definir como medida correctiva el terraseo del talud y la construcción de un muro en Gaviones en la pata del deslizamiento. El material restante deberá ser removido con el fin de disminuir las fuerzas actuantes. La ubicación en planta de las secciones que se utilizaron para esta parte del análisis se observan en la figura 4.48.

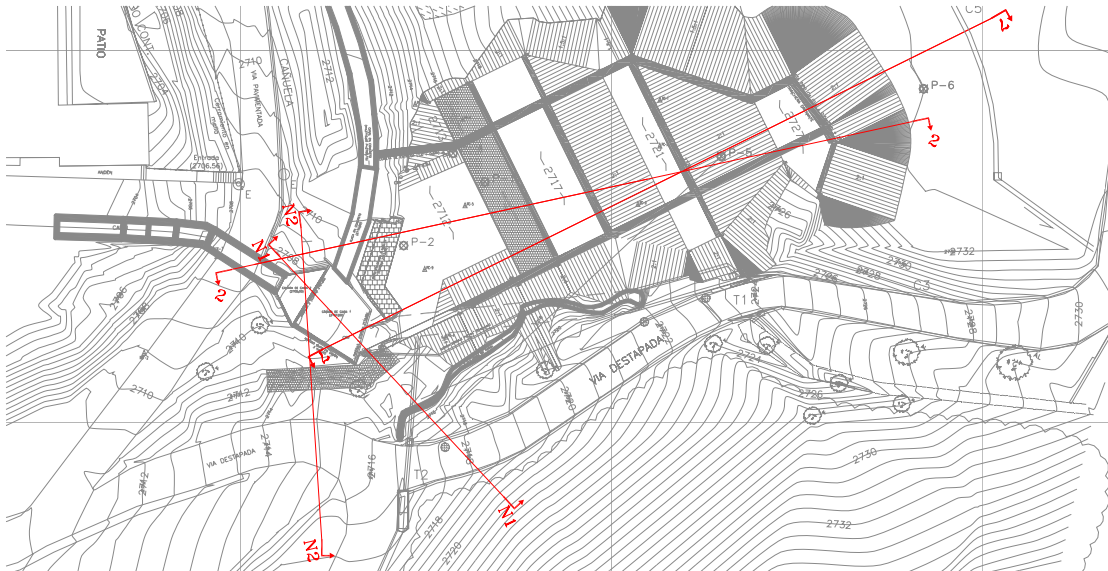


Figura 4. 48 Ubicación de secciones de análisis

Análisis de Estabilidad de la Sección 2-2. El perfil de análisis 2-2, se ilustra en la figura 4.49, el cual está conformado por taludes 2:1 y un muro en gaviones de 5.0 metros de altura, cimentado en roca el flanco norte y sobre material alterado hacia el sur (antiguo cauce de la quebrada). La superficie de falla aflora a la cota 2713.5 m.s.n.m hacia el norte y 2711.5 hacia el sur. La idea es por tanto, remover el material desplazado y cimentar el muro en la cota 2712 m.s.n.m., unos 20 metros arriba de la zona donde aparece la superficie de falla. Para esta nueva configuración del terreno se mantienen las obras para manejo de agua superficial y sub-superficial, explicadas en la sección anterior, por tanto se asume talud drenado.

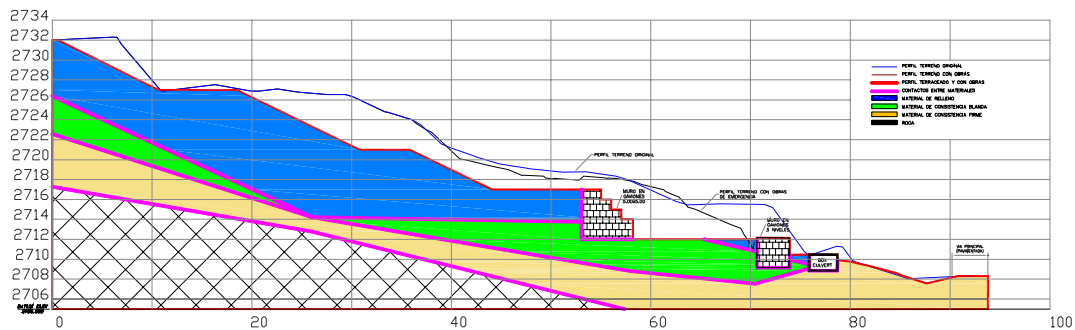


Figura 4. 49 Sección 2, con la estratigrafía

Para efectos de análisis se asume que la resistencia movilizada se encuentra entre la resistencia pico y la residual. Desafortunadamente, realizar análisis basados en

términos de los parámetros de resistencia residual, es demasiado conservador e implica que la única manera de estabilizar el talud es mediante micropilotes, debido a que los parámetros de resistencia residuales son muy bajos ($c'=0$, $\phi'=12^\circ$). En este orden de ideas, fue necesario realizar un análisis de sensibilidad.

Mediante el retro-análisis se obtiene que la fuerza necesaria para mantener el talud estable con un factor de seguridad de 1.5 debe ser de 106 kN. Para el diseño del gavión no se ha tenido en cuenta el efecto de la adherencia entre el gavión y el suelo de fundación, pero se ha tomado como ángulo de fricción 28 correspondiente a la arcillolita. Hacia el costado sur este valor puede ser ligeramente inferior, si el gavión queda cimentado sobre el limo arcilloso. Los resultados de los análisis de estabilidad se presentan en la figura 4.50, donde se observa que en condición drenada, talud terraceado y con el muro de gaviones de 5.0 metros de altura, es de 1.48. En la figura 4.51, se presenta un análisis de sensibilidad del factor de seguridad con relación al ángulo de fricción, donde se observa que si se garantiza la condición drenada del talud, el incremento en la succión del material de relleno conduzca posiblemente a una mejora en los parámetros de resistencia del material.

El efecto de un sismo produce una disminución del factor de seguridad a 1.06 (figura 4.52). Es probable que el factor de seguridad sea ligeramente superior, ya que el paso del tiempo puede conducir a un incremento en la resistencia del material si las condiciones de drenaje se mantienen, pero se mantuvo una actitud conservadora en los análisis debido a las pobres características de resistencia del material de relleno.

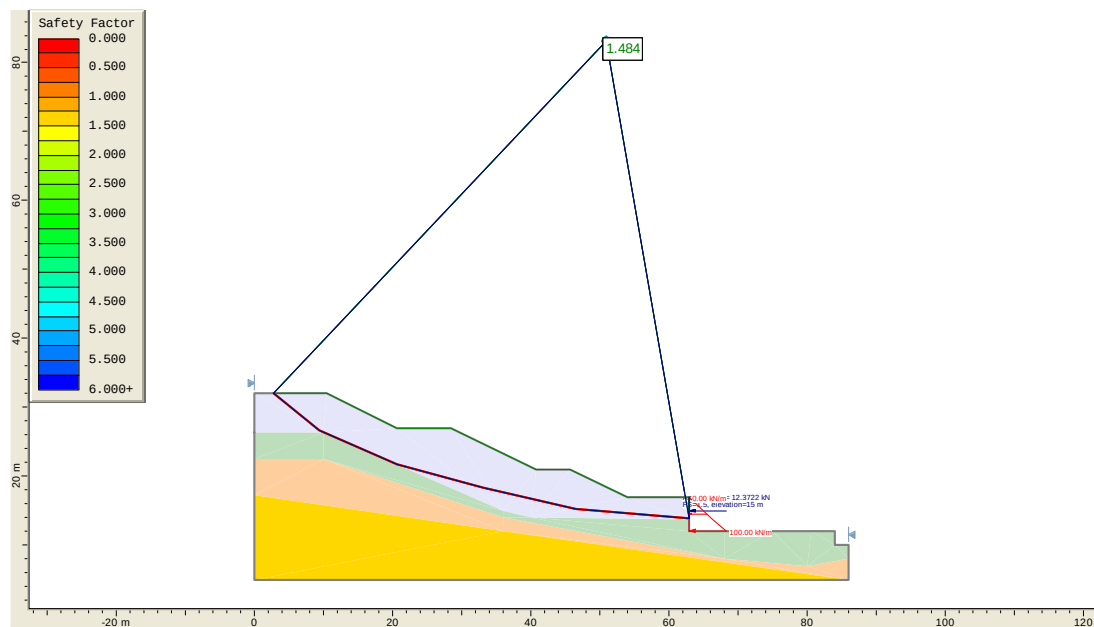


Figura 4.50 Análisis de estabilidad para condición estática y estructura de contención (muro en gaviones)

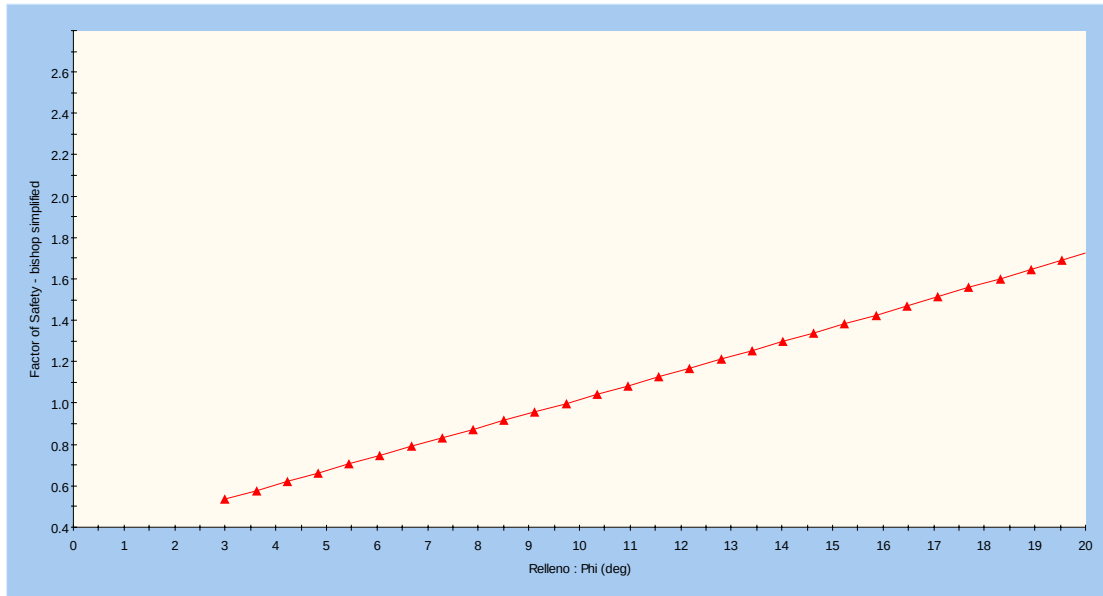


Figura 4. 51 Análisis de sensibilidad del ángulo de fricción sobre el factor de seguridad.

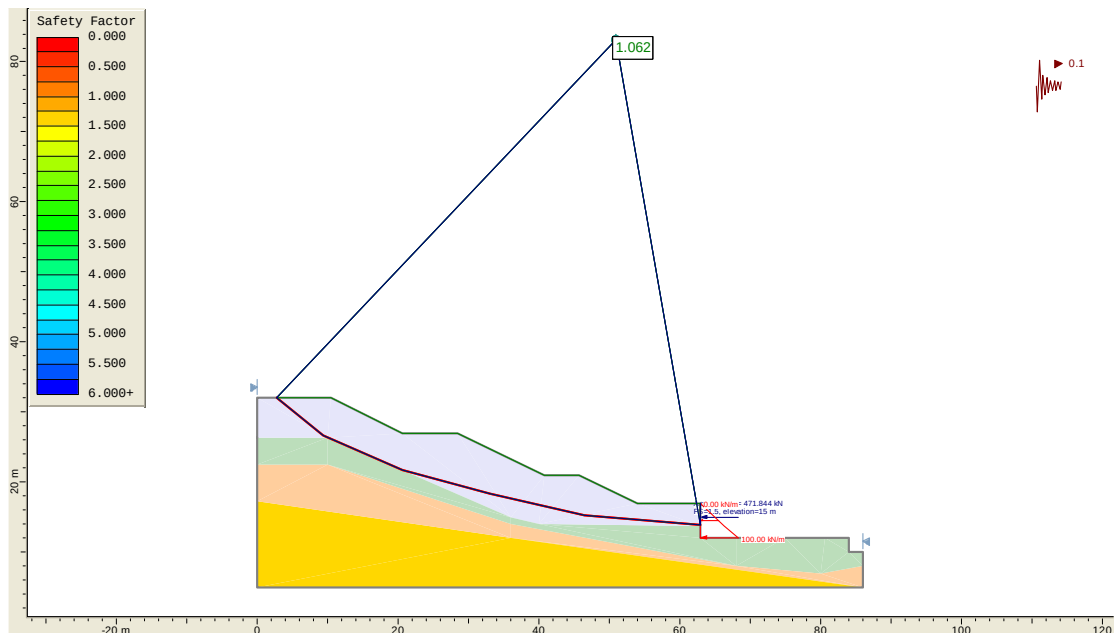


Figura 4. 52 Resultados de los análisis de estabilidad con sismo $a_{max}=0.1g$. Sección de análisis 2-2

Análisis de Estabilidad de la Sección 7-7. Como se mencionó inicialmente, se realizaron análisis de estabilidad de varias secciones, con el fin de garantizar la estabilidad de las obras en diferentes sitios. A continuación presentaremos los resultados de los análisis de la sección 7-7, la cual atraviesa el talud en su totalidad. Para esta sección en particular, el muro en gavión quedará cimentado sobre la arcilla limosa gris clara; debido a que durante la fase de exploración del subsuelo, no se apreciaron movimientos importantes de este estrato, se utilizarán los parámetros de resistencia pico. A partir de los análisis se destacan los siguientes aspectos:

- El terraceo del talud no es suficiente para garantizar la estabilidad del mismo. Al mantener las condiciones actuales del flujo de agua subterránea y

sin utilizar ningún tipo de estructura de contención, el talud fallaría como se desprende de la figura 4.53. Por otro lado, al realizar un retro-análisis la fuerza requerida para incrementar el factor de seguridad a 1.5 es de 500 kN.

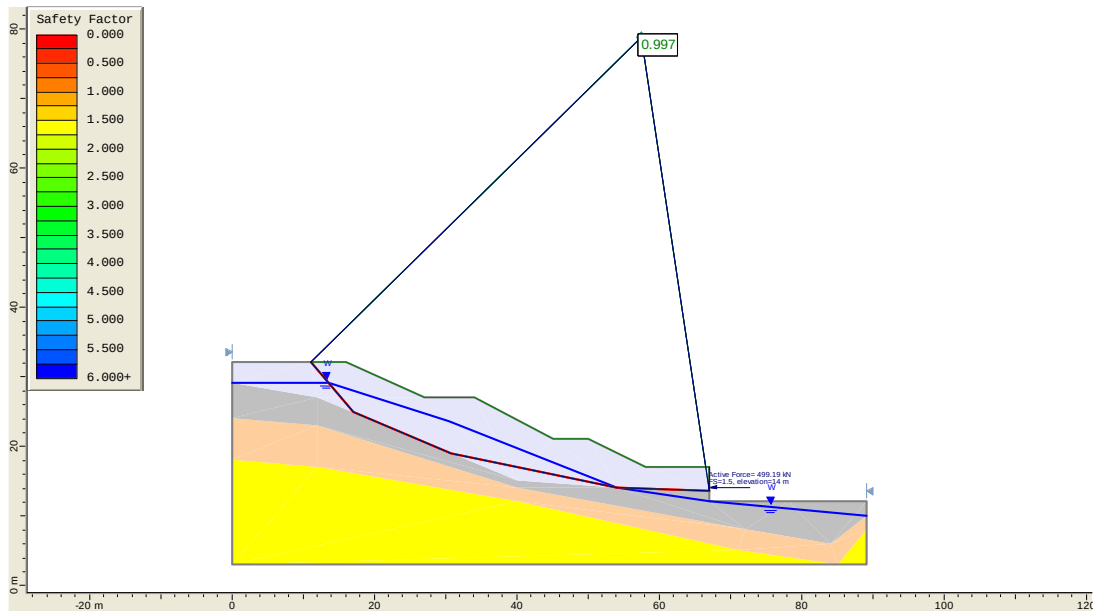


Figura 4. 53 Análisis de estabilidad sección 7-7. Talud saturado y Terraceado

El drenaje del talud da lugar a un incremento del factor de seguridad a 1.2, lo que demuestra la necesidad de drenar el terreno. Por otro lado, la fuerza requerida en el retro-análisis para incrementar el factor de seguridad a 1.5, se reduce a 300 kN (ver figura 4.54). En el evento de un sismo de $a/g=0.1$, el factor de seguridad se reduce a 0.89, generándose la falla del talud, y la fuerza requerida para mantener un factor de seguridad de 1.5 se incrementa a 790 kN.

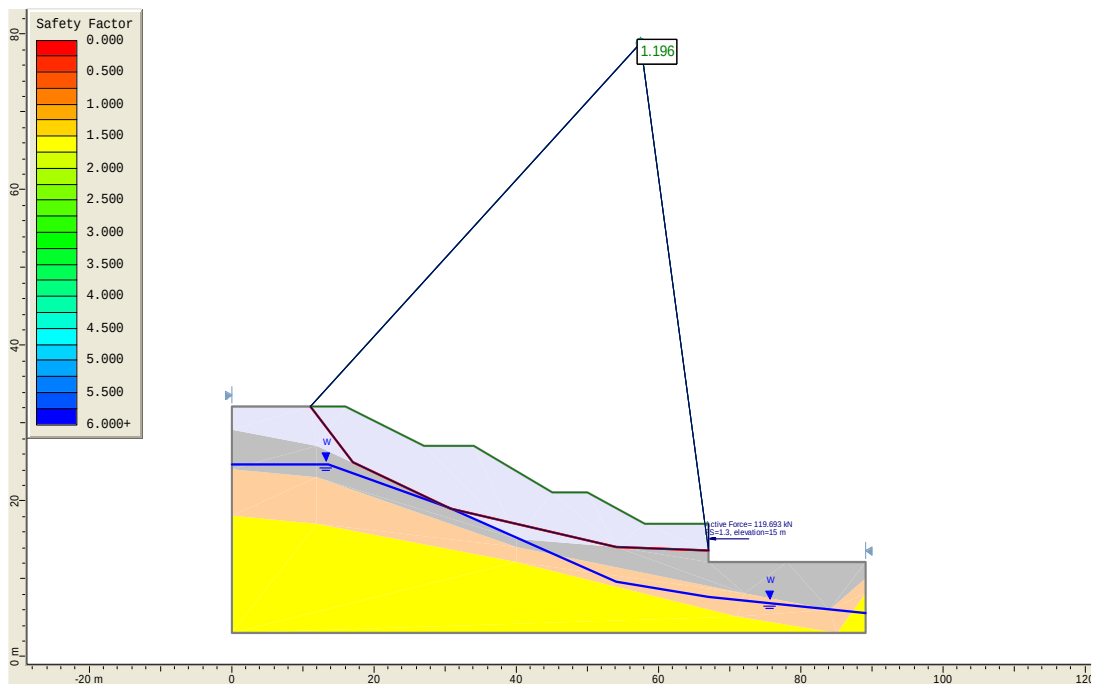


Figura 4. 54 Análisis de estabilidad sección 7-7. Talud drenado y Terraceado

Se puede presentar el hecho, que durante la fase del perfilado del talud, algunos sectores del relleno si se encuentran muy húmedos los parámetros de resistencia de este material correspondan a los valores residuales, motivo por el cual el terrazo del talud 2:1, no sea suficiente y se generen pequeños desprendimientos. De presentarse este fenómeno se hace necesario remover el material y reemplazarlo por recebo de buena calidad o tender el talud, lo cual puede generar sobre costos durante la fase constructiva.

2722
2720
2718
2716
2714
2712
2710
2708
2706
2704
2702

PERFIL TERRENO ORIGINAL
PERFIL TERRENO CON OBRAS
PERFIL TERRACEADO Y CON OBRAS
CONTACTOS ENTRE MATERIALES
MATERIAL DE RELLENO
MATERIAL DE CONSISTENCIA BLANDA
MATERIAL DE CONSISTENCIA FIRME
ROCA

CAMARA DE CAIDA 1
CAMARA DE CAIDA 2
MURO EN GAVIONES 3.00x3.00
VALVE DESTAPADA

DATUM ELEV 2700.00

GROUP Quick Section
SECTION N1

0 20 40

SECCION N1-N1

95

Debido al desconocimiento de la superficie de falla, los análisis se realizaron asumiendo superficie de falla circular. Debido a que actualmente el manejo del agua superficial es deficiente, se asumió la presencia de agua subterránea (Estas infiltraciones se verán ostensiblemente disminuidas con el manejo de las aguas que se proponen en el diseño). Los resultados de los análisis se ilustran en la figura 4.56, destacándose los siguientes aspectos:

- Los cortes realizados para la recuperación del desarenador, pueden generar problemas de estabilidad, debido a que los cortes son muy altos y se presenta un manejo inadecuado del agua superficial, la cual se puede infiltrar hacia el talud.
- Las superficies de falla con factor de seguridad inferior a 1.0 se presentan en la figura 4.56, destacándose el hecho de afectar al estrato de arcilla blanda más superficial. Es importante destacar que ya en el pasado se detectaron pequeños problemas de estabilidad.
- Un adecuado abatimiento del nivel freático, conduce a un incremento del factor de seguridad, pero la zona crítica del corte corresponde al talud inferior el cual se encuentra muy empinado. Lo anterior conlleva a remover parte de este material e instalar un muro en gaviones, para incrementar la estabilidad del talud.
- Con el muro en gaviones, el factor de seguridad se incrementa a 2.4 en condiciones estáticas. En este análisis se ha utilizado un anclaje con una carga equivalente a la que soportaría el gavión. En condiciones dinámicas el factor de seguridad se reduciría a 1.8. Adicionalmente se realizó un retro análisis, con el fin de determinar la carga requerida para garantizar un factor de seguridad de 1.5 en condiciones dinámicas, encontrándose que la carga necesaria es de 23kN (figura 4.57), la cual puede obtenerse con un muro en gaviones de 3.0 metros de altura.

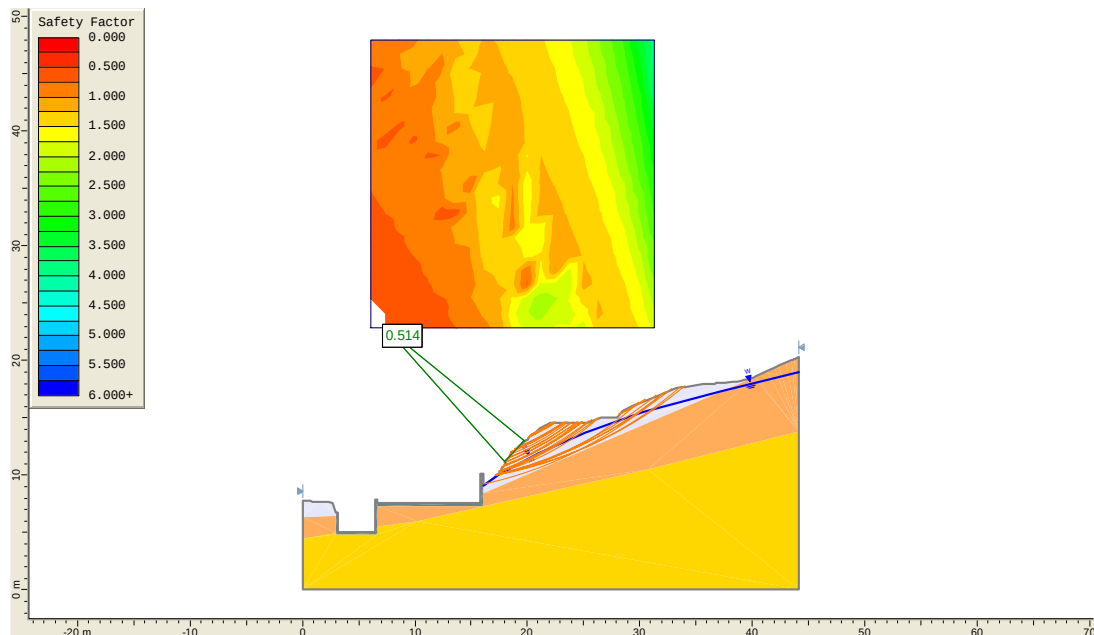


Figura 4. 56 Análisis de estabilidad condiciones iniciales. Sección N1-N1

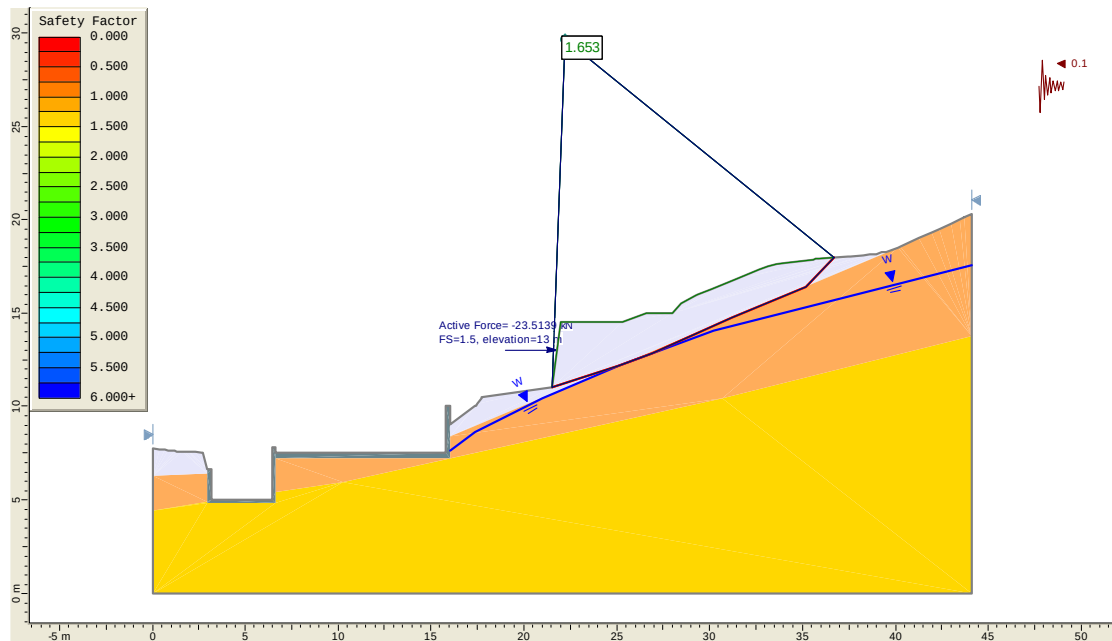


Figura 4. 57 Retro análisis para el diseño del muro en gaviones.

Análisis de Estabilidad Sección N2-N2. Esta sección de análisis corresponde básicamente a una prolongación de la sección N1-N1, donde el espesor de la arcilla blanda se hace un poco menor, como se ilustra en la figura 4.58.

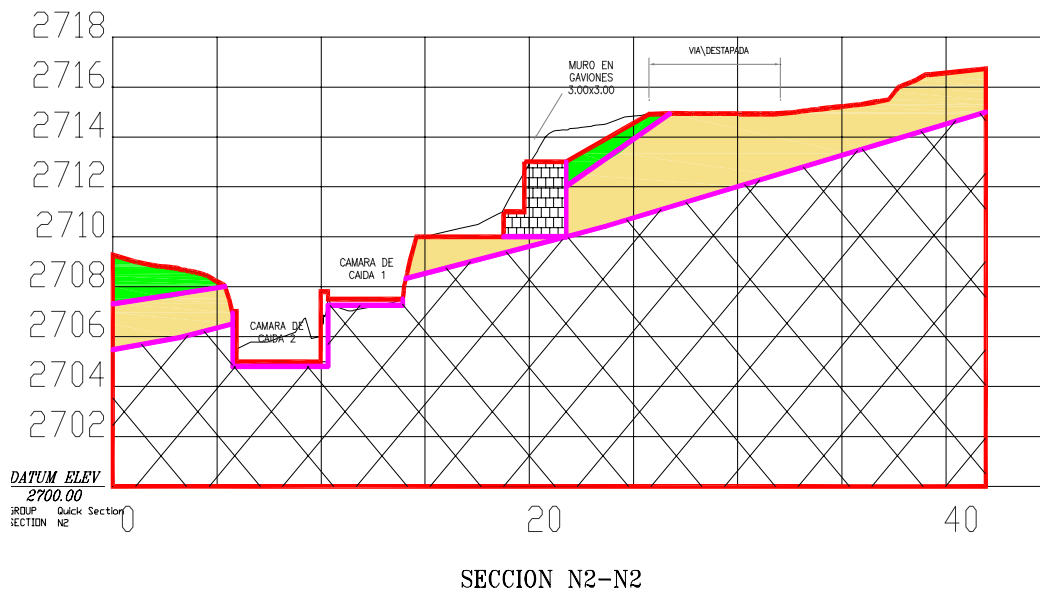


Figura 4. 58 Perfil estratigráfico, sección N2-N2.

Los análisis de estabilidad (figura 4.59), muestran que se pueden presentar problemas de estabilidad en las partes más empinadas del talud, pero que en general corresponderán a deslizamientos superficiales que afectarán a la arcilla blanda. Para efectos prácticos, se optó por mantener la configuración geométrica de los gaviones de la sección N1-N1. En el evento de un sismo, la zona más afectada corresponde de nuevo

a la más empinada. Por tal motivo se recomienda la construcción del muro en gaviones propuesto en la sección N2, la cual mejorará la estabilidad e incrementará las fuerzas resistentes en el evento de un sismo.

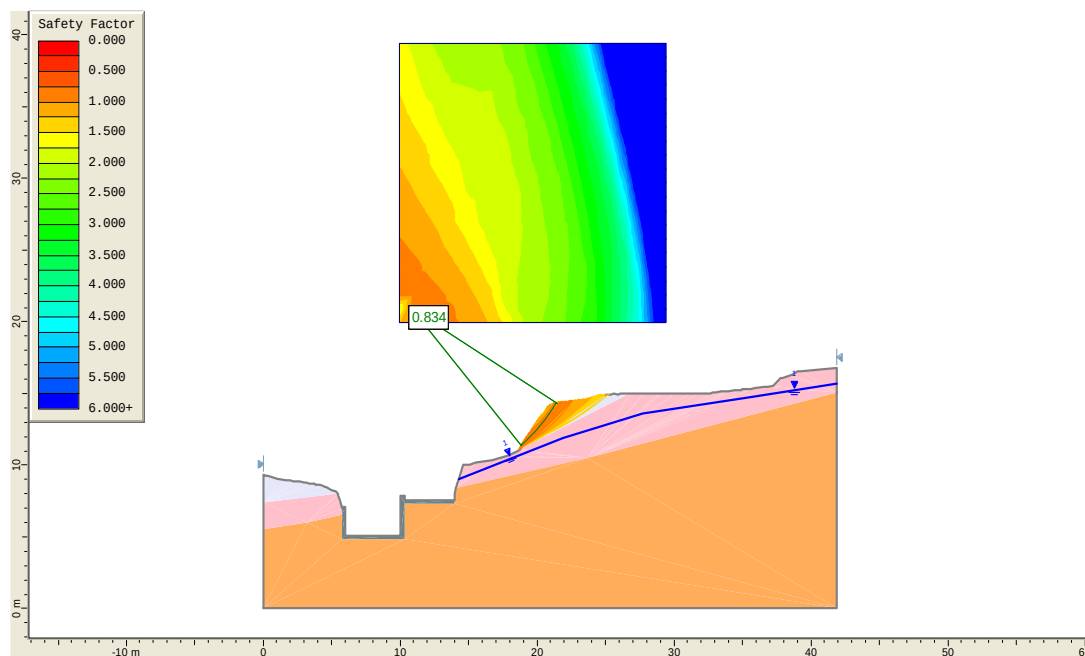


Figura 4. 59 Análisis de estabilidad sección N2-N2

4.6 Diseño de Medidas Correctivas

4.6.1 Introducción

En este capítulo se presenta el diseño de las medidas correctivas obtenidas en el capítulo anterior y las cuales corresponden a:

- Manejo del agua superficial y sub-superficial.
- Reconformación del Talud, y
- Diseño de estructura de contención.

4.6.2 Drenajes propuestos y caudales máximos generados

Dado que el entorno de la zona inestable en términos de drenaje es aportante a la zona inestable, se requiere de un manejo adecuado de la escorrentía superficial. Para tal efecto se plantea como propuesta la realización de diferentes tipos de obras que cubren periodos de recurrencia de hasta 100 años y cuyo predimensionamiento obedece a los caudales máximos generados que se presentan en la tabla 4.5 para cada una de las subdivisiones de las áreas de drenaje.

Se advierte que las obras propuestas deben ser concertadas con la EAAB quien es responsable del manejo de las quebradas del distrito y en el caso particular, propietaria de los canales a los cuales se pretende encauzar las aguas que generan inestabilidad de la ladera.

Las obras que se observan en planta en los Planos 4.4 y 4.5, correspondientes a la solución propuesta por el consultor y su variación conforme las discusiones y sugerencias de la entidad contratante, se describen a continuación:

- *Canal Desviación (C1) - Mejor alternativa técnica.*

Se proyecta la desviación del flujo de creciente concentrado por el cauce y generado desde la zona de divisoria de la cuenca hasta la cota 2728.5 msnm en el cauce actual (aproximadamente a 28 m aguas arriba de la vía al seminario Calasanz - flanco izquierdo del movimiento).

Es un canal escalonado de sección transversal rectangular de ancho 2 m y 1.5 m de altura con borde libre de 0.5 m, en concreto y que por su alta pendiente y corta longitud requiere desde el punto de vista hidráulico de pantallas en cada una de sus caídas, muy similar al canal que se desprende del punto de entrega al afluente del canal Cataluña que se encuentra construido en el sector.

A manera de ejemplo, en la figura 4.60 se presenta el perfil longitudinal por el eje del canal proyectado, la superficie del terreno actual y la proyección del borde superior del canal; en la figura 4.61 se presenta la variación del caudal con la profundidad del canal (sin borde libre) y la pendiente del fondo; en la figura 4.62 se presenta el esquema de la sección hidráulica y los parámetros hidráulicos de la sección para el caso de pendiente longitudinal de 0.3%.

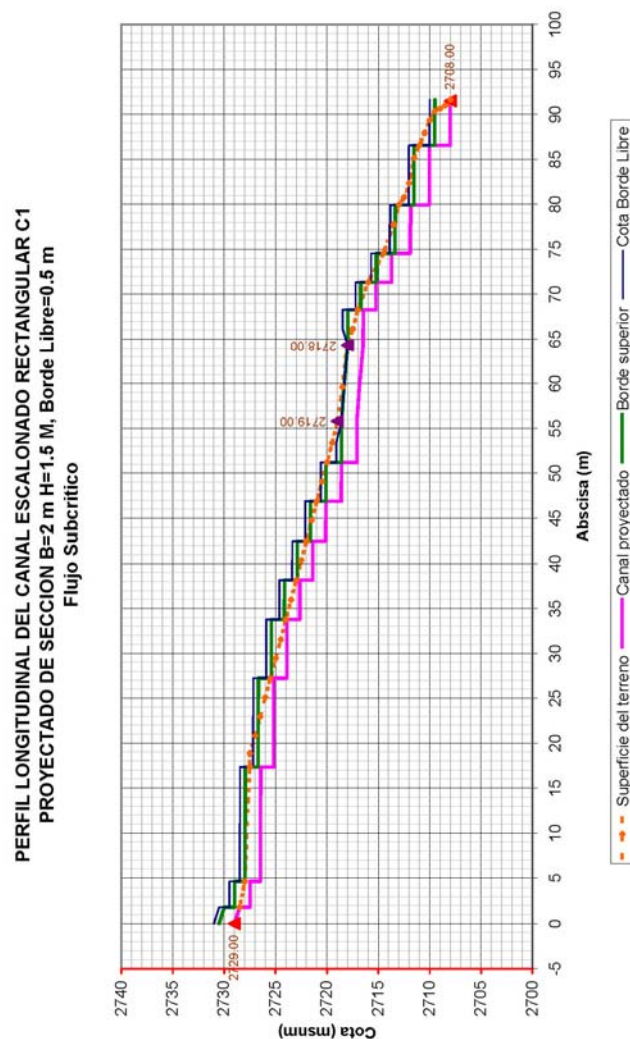


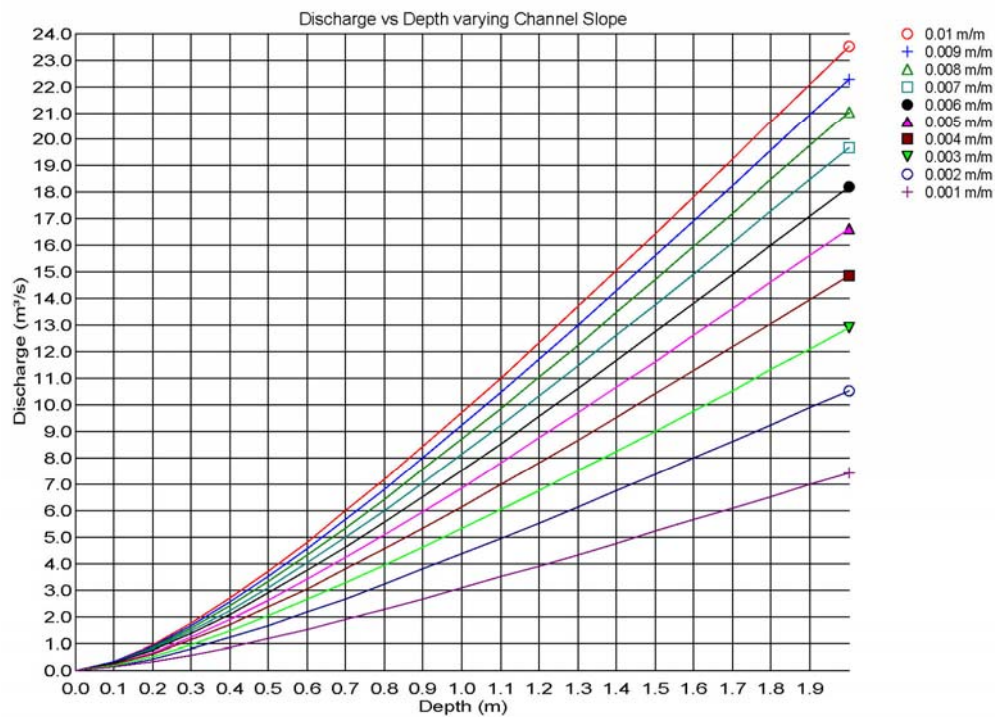
Figura 4. 60 Perfil longitudinal del canal escalonado rectangular C1

Curve
Plotted Curves for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academic\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 1
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data	
Mannings Coefficient	0.013
Bottom Width	2.00 m

Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0.00	2.00	0.10 m
Channel Slope	0.001000	0.010000	0.001000 m/m



13/06/06
06:06:58 a.m.

Academic Edition
Haestad Methods, Inc. 37 Brookside Road Waterbury, CT 06708 (203) 755-1666

FlowMaster v5.17
Page 1 of 1

Figura 4. 61 Variación del caudal con la profundidad del canal rectangular C1

Cross Section
Cross Section for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academic\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 1
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data	
Mannings Coefficient	0.013
Channel Slope	0.003000 m/m
Depth	1.50 m
Bottom Width	2.00 m
Discharge	8.99 m ³ /s

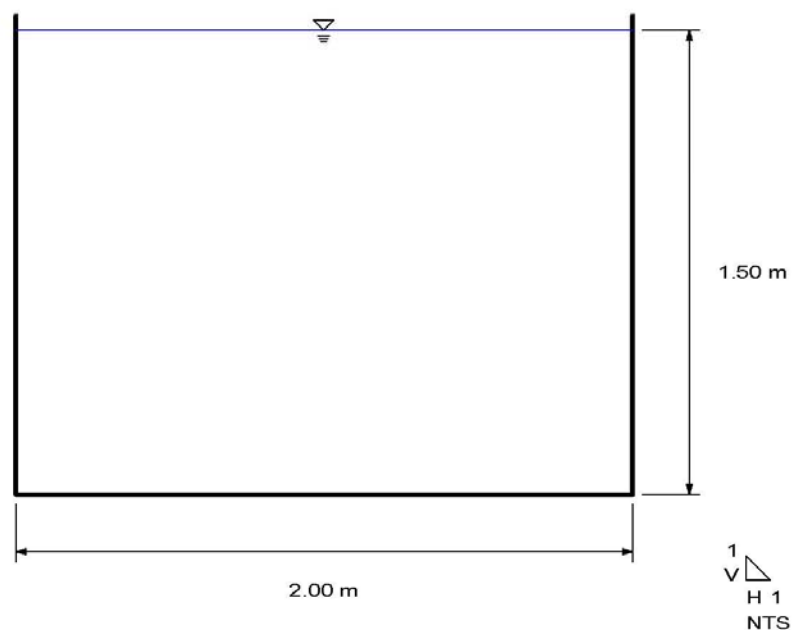


Figura 4. 62 Sección Hidráulica Rectangular. Canal C1

- *Canal de entrega de escorrentía e infiltración de la cancha de fútbol (C2).*

Se proyecta la entrega del agua interceptada superficial y subsuperficialmente en el área de la cancha de fútbol que conforma la parte superior del relleno y donde se visualiza la corona del movimiento en el extremo sur.

El canal parte de una caja colectora de aguas interceptadas que se localiza sobre el terreno a la cota 2731 msnm y desciende por el talud a una distancia de 55 m aproximadamente del flanco derecho del movimiento para entregar finalmente al canal de la parte inferior del talud (paralelo a la vía) a la cota 2711.5 aproximadamente.

Es un canal escalonado de sección transversal rectangular de ancho 1 m y 0.5 m de altura con borde libre de 0.5 m, en concreto y que por su alta pendiente y corta longitud requiere desde el punto de vista hidráulico, al igual que el canal C1, pantallas en cada una de sus caídas, muy similar al canal que se desprende del punto de entrega al afluente del canal Cataluña que se encuentra construido en el sector.

En la figura 4.63 se presenta el perfil longitudinal por el eje del canal proyectado, la superficie del terreno actual y la proyección del borde superior del canal; en la figura 4.64 se presenta la variación del caudal con la profundidad del canal (sin borde libre) y la pendiente del fondo; en la figura 4.65 se presenta el esquema de la sección hidráulica.

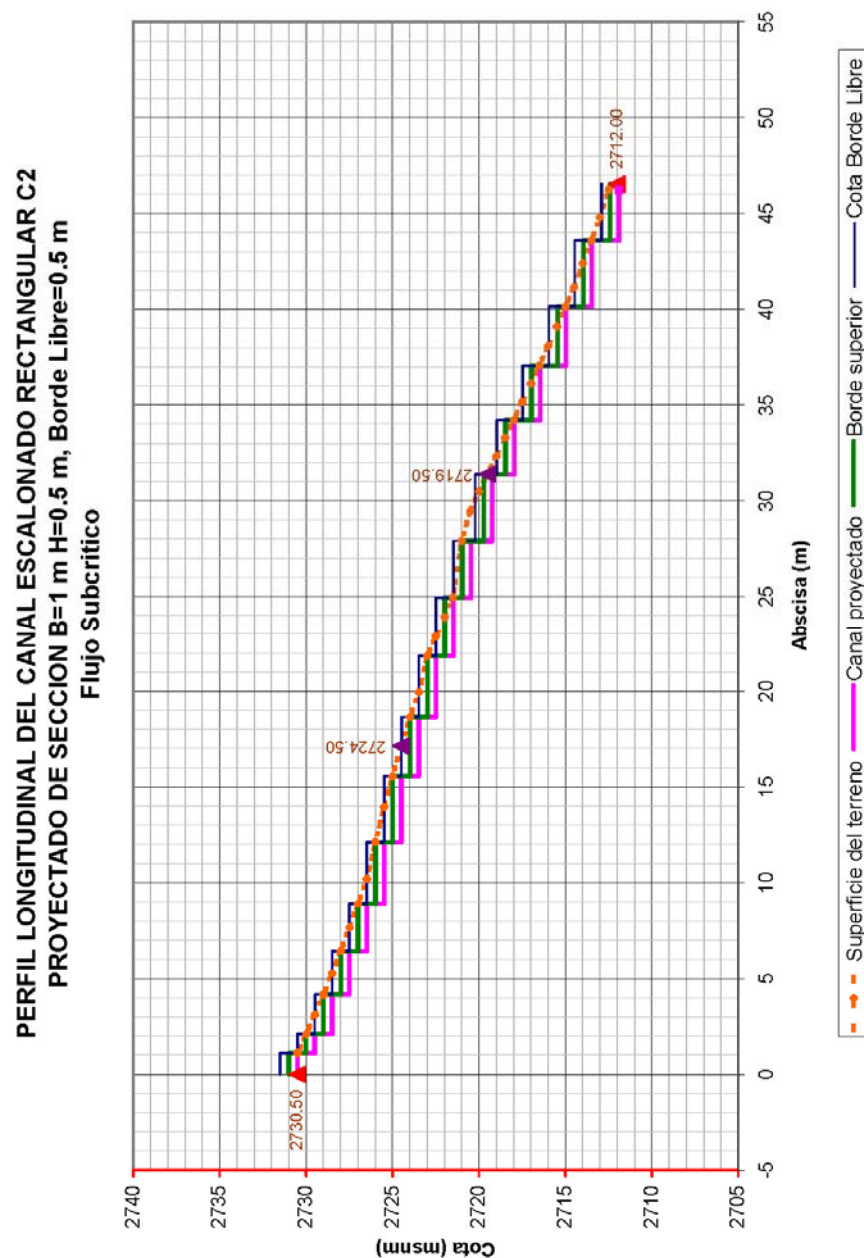


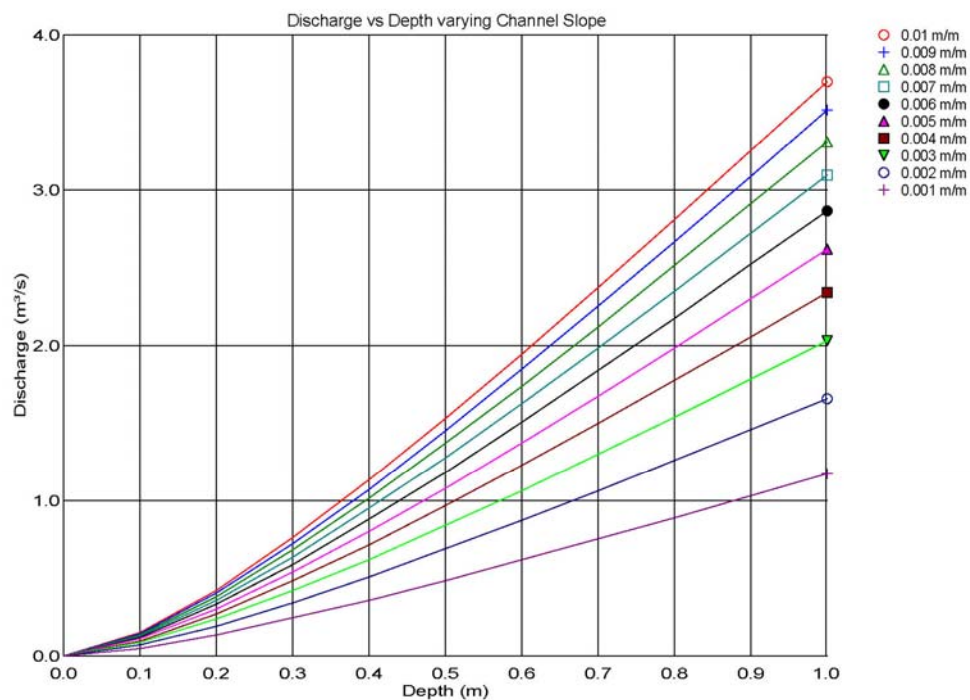
Figura 4. 63 Perfil longitudinal por el eje del canal proyectado. Canal C2

Curve
Plotted Curves for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academic\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 1
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data	
Mannings Coefficient	0.013
Bottom Width	1.00 m

Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0.00	1.00	0.10 m
Channel Slope	0.001000	0.010000	0.001000 m/m



13/06/06
06:04:06 a.m.

Academic Edition
Haestad Methods, Inc. 37 Brookside Road Waterbury, CT 06708 (203) 755-1666

FlowMaster
Page

Figura 4. 64 Variación del caudal con la profundidad del canal C2

Cross Section
Cross Section for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academic\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 1
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data	
Mannings Coefficient	0.013
Channel Slope	0.001000 m/m
Depth	0.50 m
Bottom Width	1.00 m
Discharge	0.48 m ³ /s

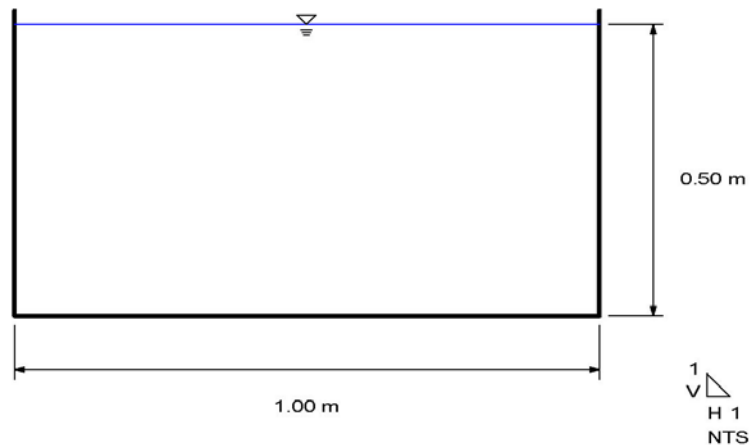


Figura 4. 65 Sección hidráulica canal rectangular C2.

- Canal interceptor de escorrentía(C3).

En los bordes de vía principalmente, se concentra escorrentía superficial que por la disposición de la topografía del sector confluyen con el cauce de la corriente en cuestión y por tanto aportan caudal al movimiento. Se proyecta la intercepción del agua superficial mediante este tipo de canales principalmente en los costados de la vía a Calasanz.

Es un canal de sección transversal abierta rectangular, de ancho 0.3 m y 0.3 m de altura, en concreto y que por su alta pendiente debe ser alternado con cajas colectoras cuando la longitud del tramo es grande.

De igual forma, el canal C3 se utiliza en la recolección de los caudales de descarga de los subdrenos horizontales y otros drenajes menores que son diseñados para drenar el cuerpo del movimiento.

En la figura 4.66 se presenta la variación del caudal con la profundidad del canal y la pendiente del fondo; en la figura 4.67 se presenta el esquema de la sección hidráulica.

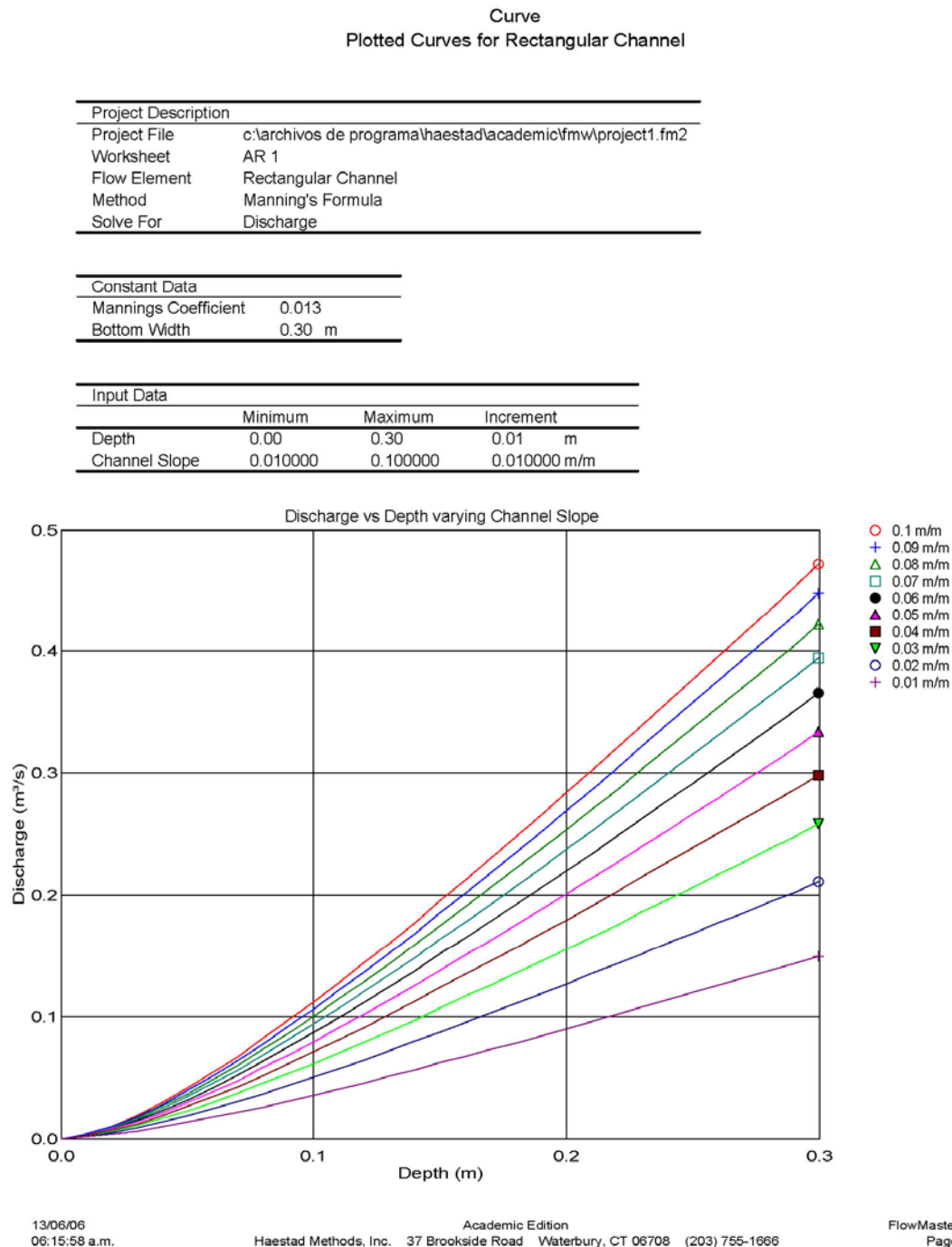
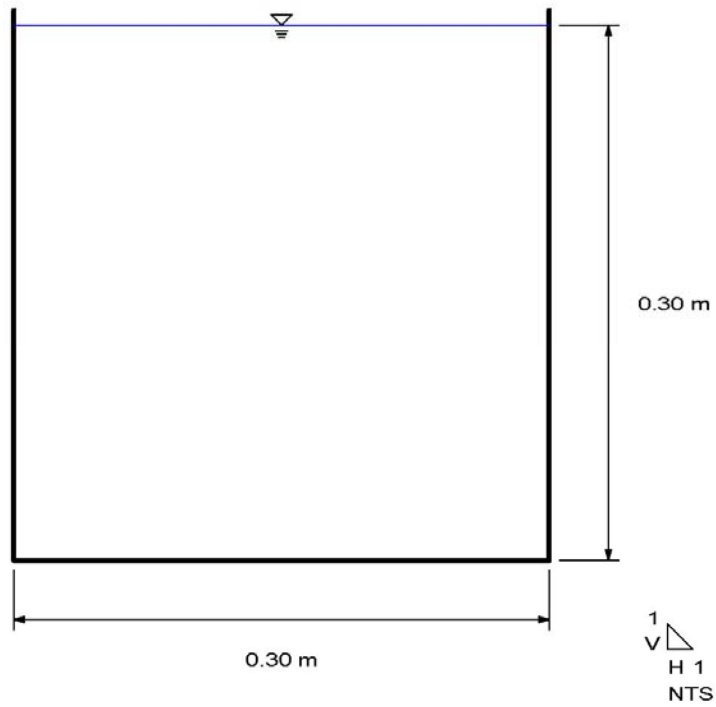


Figura 4. 66 Variación del caudal con la profundidad del canal C3

Cross Section
Cross Section for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academic\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 1
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data	
Mannings Coefficient	0.013
Channel Slope	0.010000 m/m
Depth	0.30 m
Bottom Width	0.30 m
Discharge	0.15 m ³ /s



6/06
9:05 a.m.

Academic Edition
Haestad Methods, Inc. 37 Brookside Road Waterbury, CT 06708 (203) 755-1666

Figura 4. 67 Sección Hidráulica canal C3

- *Canal interceptor de escorrentía superficial (C4).*

Están dimensionados para la captación de los caudales de escorrentía superficial en la cancha de fútbol. Se encuentran dispuestos en forma perimetral a la misma y por ello su sección triangular es ancha en la base (60 cm máximo) pero poco profunda (10 cm). Estos canales se conectan entre si mediante cajas colectoras de baja profundidad que reorientan los excesos de flujo hacia el canal de vertimiento C2.

En la Figura 4.68 se presenta la variación del caudal con la profundidad del canal y la pendiente del fondo; en la Figura 4.69 se presenta el esquema de la sección hidráulica.

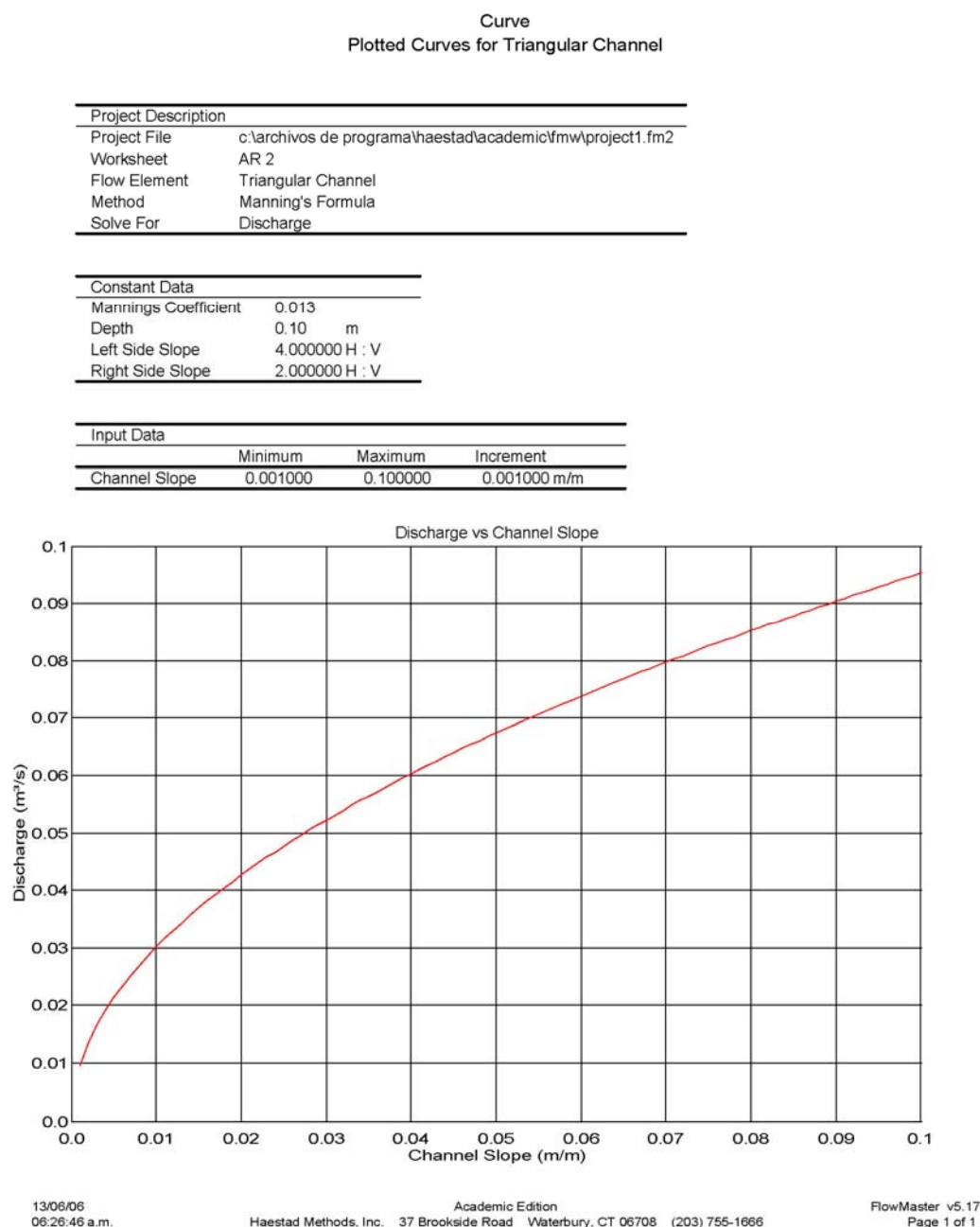
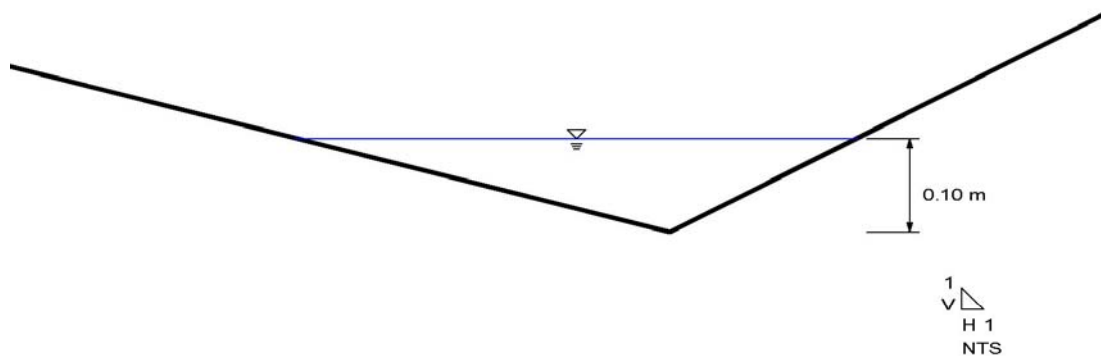


Figura 4. 68 Variación del caudal con la profundidad del canal triangular C4.

Cross Section
Cross Section for Triangular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academic\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 2
Flow Element	Triangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data	
Mannings Coefficient	0.013
Channel Slope	0.001000 m/m
Depth	0.10 m
Left Side Slope	4.000000 H : V
Right Side Slope	2.000000 H : V
Discharge	0.01 m³/s



13/06/06
06:28:16 a.m.

Academic Edition
Haestad Methods, Inc. 37 Brookside Road Waterbury, CT 06708 (203) 755-1666

FlowMaster v5.17
Page 1 of 1

Figura 4. 69 Sección hidráulica canal triangular C4.

- *Canal interceptor de escorrentía subsuperficial (C5).*

Dispuesto alrededor de la corona del talud y en particular en la corona del deslizamiento objeto de estudio, se encuentran los canales de escorrentía subsuperficial cuya particularidad radica en que en superficie son iguales a los canales C4 pero cuentan con un filtro con tubería que trabaja como subdren a lo largo y ancho de su recorrido.

En este tipo de canal, se maneja al igual que para el tipo C4, el concepto de caja colectora con la diferencia que aquí tendrían la profundidad suficiente para permitir el mantenimiento de la obra y el flujo de caudales a los puntos de colección.

- *Box Culvert (T1).*

Con el fin de permitir el paso del flujo del canal C1 bajo la vía que conduce al seminario Calasanz, se requiere de una estructura hidráulica tipo box culvert cuyo dimensionamiento y diseño no deben contemplar el estado de inundabilidad aguas arriba ni aguas abajo, es decir deben trabajar no sumergidos (a superficie libre).

El box es prediseñado con sección transversal cuadrada de 2 m de ancho por 2 m de alto aproximadamente, y debe tener como mínimo 9 m de longitud para atravesar la vía actual de forma diagonal evitando así giros bruscos del agua durante su tránsito entre el tramo de canal C1 aguas arriba y el tramo aguas abajo.

El diseño a flujo no sumergido garantiza que para el caudal de diseño de 100 años de periodo de recurrencia, el agua no pasará sobre el box, ingresando bajo parámetros no sumergidos conforme la figura 4.70 y entregando de igual forma una lámina de agua de altura inferior a la altura del box a su salida y del canal C1 conforme se ilustra en la Figura 4.71.

El prediseño del box se aprecia en la tabla 4.11, donde se observan entre otros datos la sección requerida, las cotas a las cuales quedará el box y parámetros de diseño no sumergido. En la tabla 4.12 se presentan los valores obtenidos antes mencionados.

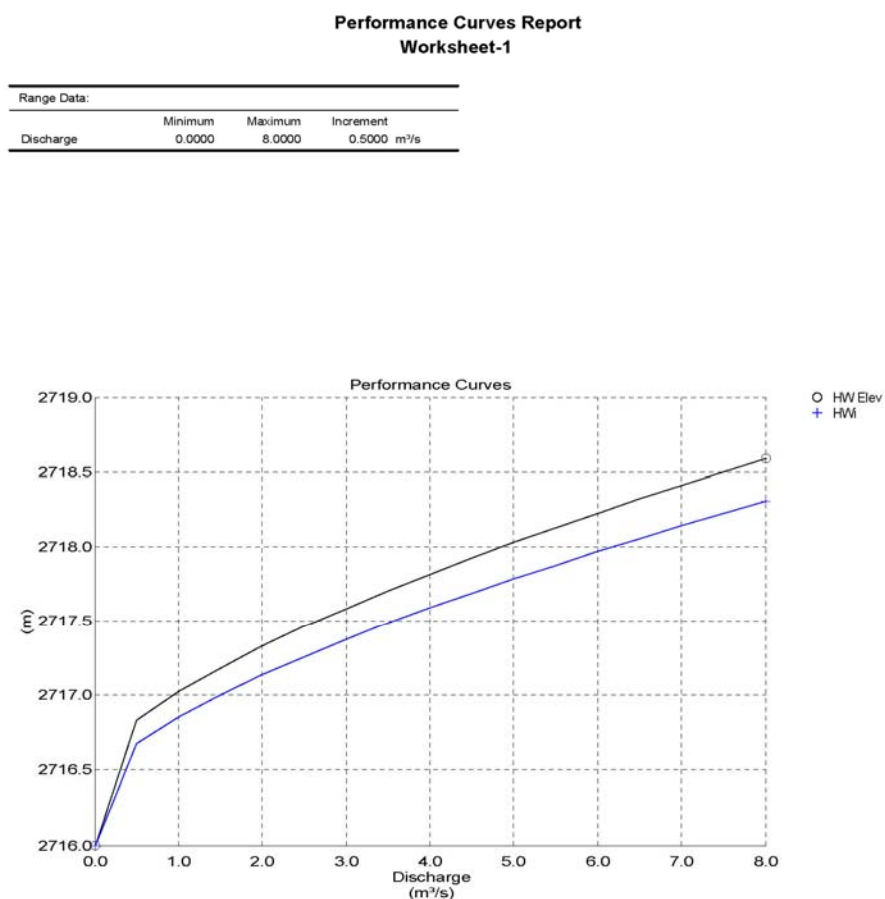


Figura 4. 70 Curvas de Diseño. Box Culvert

**Performance Curves Report
Worksheet-1**

Range Data:			
	Minimum	Maximum	Increment
Discharge	0.0000	8.0000	0.5000 m ³ /s

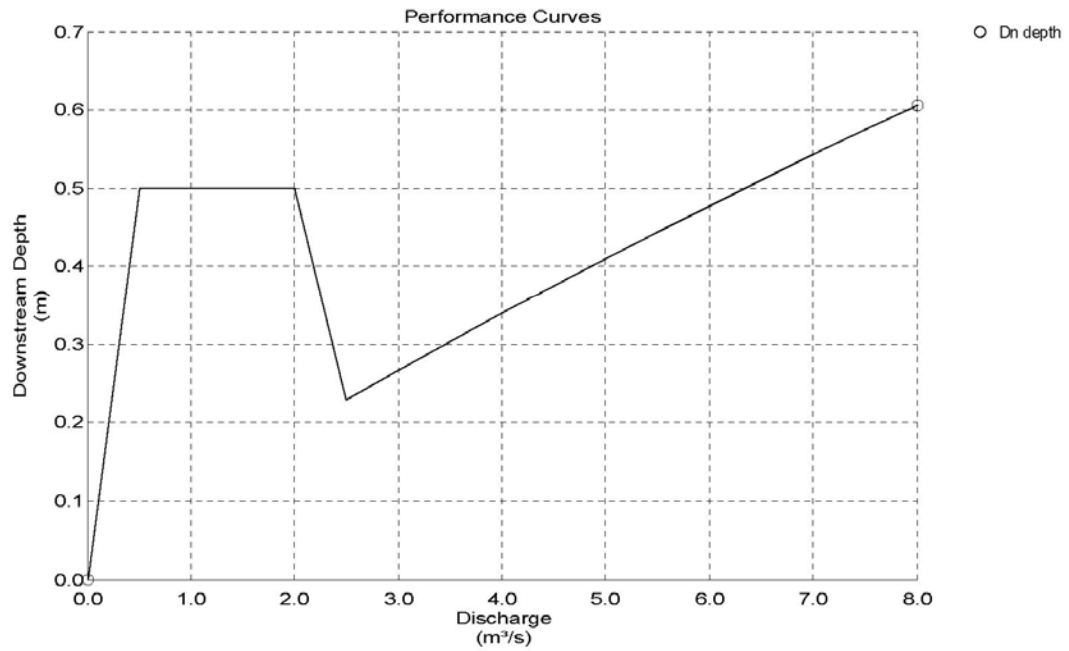


Figura 4. 71 Profundidad de la lamina de agua a la salida del box culvert

Tabla 4. 11 Resultados de la sección requerida, cotas del box y parámetros de diseño no sumergido

**Culvert Calculator Report
Worksheet-1**

Solve For: Headwater Elevation

Culvert Summary			
Allowable HW Elevation	2,719.000 m	Headwater Depth/ Height	0.98
Computed Headwater Elevation	2,718.586 m	Discharge	8.0000 m³/s
Inlet Control HW Elev	2,718.306 m	Tailwater Elevation	2,716.000 m
Outlet Control HW Elev	2,718.586 m	Control Type	Entrance Control
Grades			
Upstream Invert	2,716.500 m	Downstream Invert	2,715.500 m
Length	9.000 m	Constructed Slope	0.111111 m/m
Hydraulic Profile			
Profile	S2	Depth, Downstream	0.606 m
Slope Type	Steep	Normal Depth	0.354 m
Flow Regime	Supercritical	Critical Depth	1.128 m
Velocity Downstream	6.191 m/s	Critical Slope	0.004165 m/m
Section			
Section Shape	Box	Mannings Coefficient	0.013
Section Material	Concrete	Span	2.134 m
Section Size	2130 x 2130 mm	Rise	2.134 m
Number Sections	1		
Outlet Control Properties			
Outlet Control HW Elev	2,718.586 m	Upstream Velocity Head	0.564 m
Ke	0.70	Entrance Loss	0.395 m
Inlet Control Properties			
Inlet Control HW Elev	2,718.306 m	Flow Control	Unsubmerged
Inlet Type	0 * wingwall flares	Area Full	4.55 m²
K	0.06100	HDS 5 Chart	8
M	0.75000	HDS 5 Scale	3
C	0.04230	Equation Form	1
Y	0.82000		

Tabla 4. 12 Nuevas cotas de fondo

**Rating Table Report
Worksheet-1**

Range Data:					
	Minimum	Maximum	Increment		
Discharge	0.0000	8.0000	0.5000 m³/s		
Discharge (m³/s)	HW Elev (m)	HWi (m)	HWo (m)	Dn V (m/s)	Dn depth (m)
0.0000	2,716.000	2,716.000	2,716.000	0.000	0.000
0.5000	2,716.829	2,716.677	2,716.829	0.469	0.500
1.0000	2,717.022	2,716.853	2,717.022	0.937	0.500
1.5000	2,717.183	2,717.002	2,717.183	1.406	0.500
2.0000	2,717.328	2,717.135	2,717.328	1.875	0.500
2.5000	2,717.461	2,717.258	2,717.461	5.123	0.229
3.0000	2,717.585	2,717.373	2,717.585	5.277	0.266
3.5000	2,717.702	2,717.482	2,717.702	5.411	0.303
4.0000	2,717.814	2,717.586	2,717.814	5.528	0.339
4.5000	2,717.921	2,717.686	2,717.921	5.633	0.374
5.0000	2,718.025	2,717.782	2,718.025	5.729	0.409
5.5000	2,718.125	2,717.875	2,718.125	5.818	0.443
6.0000	2,718.222	2,717.966	2,718.222	5.902	0.476
6.5000	2,718.316	2,718.054	2,718.316	5.980	0.509
7.0000	2,718.408	2,718.140	2,718.408	6.054	0.542
7.5000	2,718.498	2,718.224	2,718.498	6.123	0.574
8.0000	2,718.586	2,718.306	2,718.586	6.191	0.606

- *Tubo canal (T2).*

Similar situación a la que se presenta con T1 ocurre con T2, sin embargo T2 es un tubo de concreto de menor diámetro, que permite entregar parte de los caudales generados en los barrios existentes por la margen izquierda de la corriente, pero en una magnitud mucho menor.

Se requiere tan solo adecuar la entrada actual y cambiar la salida del agua directamente al talud, por una entrega al canal C1.

La figura 4.72 muestra la variación del caudal con el diámetro de la tubería para una pendiente del fondo de 0.1%; en la figura 4.73 se presenta el esquema de la sección hidráulica circular.

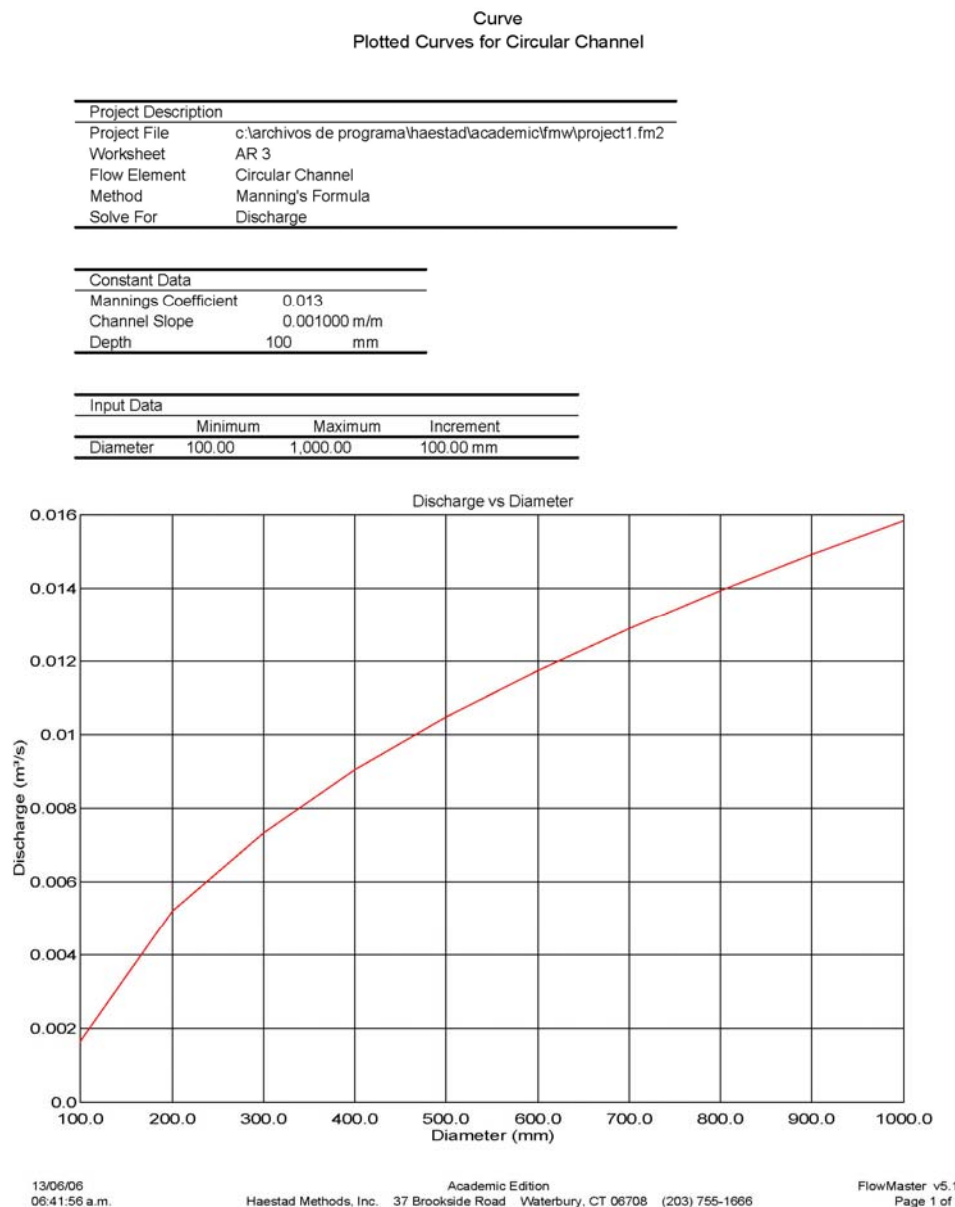
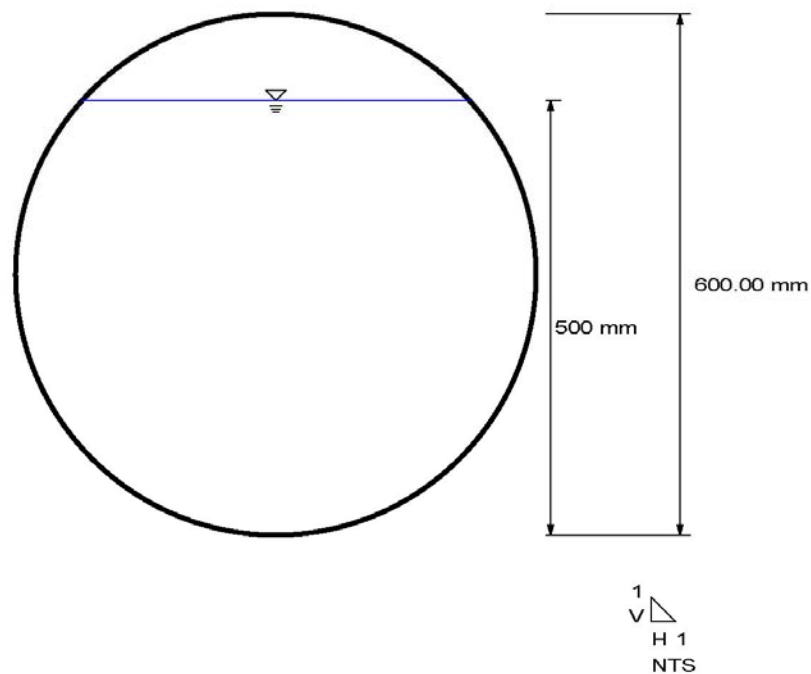


Figura 4. 72 Variación del caudal con el diámetro de la tubería

Cross Section
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\archivos de programa\haestad\academico\fmw\project1.fm2
Worksheet	AR 3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data	
Mannings Coefficient	0.013
Channel Slope	0.001000 m/m
Depth	500 mm
Diameter	600.00 mm
Discharge	0.20 m³/s



6
8 a.m.

Academic Edition
Haestad Methods, Inc. 37 Brookside Road Waterbury, CT 06708 (203) 755-1666

Figura 4. 73 Sección hidráulica circular T2

- *Pantalla drenante*

La desviación del cauce actual trae consigo que parte del flujo base o excesos que no entren al canal C1 y sigan su camino habitual por el cauce antiguo.

Al respecto podrían ejecutarse dos acciones, la primera el llenado técnico del cauce y la disposición de subdrenes que eviten su saturación, o emplear una pantalla drenante que intercepte las aguas que generan problemas y las envíe al canal C1.

El diseño de la pantalla será efectuado por el geotecnista quien decidirá si lo adopta o no en el análisis de las obras que garanticen la estabilidad de la vía al Seminario Calasanz y en general del flanco izquierdo del movimiento. Esta obra es necesaria en el evento de desviar la quebrada como inicialmente se propone, ya que de esta manera estamos alejando el flujo de agua del deslizamiento, como esta alternativa no fue la aprobada por la entidad contratante no se realizó el diseño de la misma.

- *Canal C1 - Alternativa sugerida y acordada con el contratante*

El manejo ideal del agua proveniente de la quebrada corresponde al tránsito de la quebrada a través de los canales y el box culvert, ya que estas estructuras garantizan la evacuación del agua aún ante eventos extremos. A solicitud de la DPAE, se estudió la posibilidad de utilizar la antigua alcantarilla de 60 centímetros de diámetro, para evacuar el agua proveniente de la quebrada. Esta alternativa la hemos denominado alternativa 2, y los diseños son básicamente los anteriores y la diferencia importante corresponde a la desviación de la quebrada. Los diseños de estas alternativas se encuentran consignados en el plano 4.5. La idea básica de esta alternativa es reconformar el talud inestable recibiendo el flujo de creciente por el flanco izquierdo del movimiento, de forma paralela a la vía a Calasanz e interceptando el flujo una vez el mismo cruce bajo dicha vía para reducir la intervención en el área en comparación con la alternativa sustentada por el consultor.

El canal recibe el flujo de creciente a la salida de la tubería actual que tiene la vía a la altura de la cota 2724 msnm y prácticamente aguas debajo de la boca de esta obra. No se incluye el rediseño ni verificación del paso del funcionamiento hidráulico de dicha obra cuyo diámetro es 90 cm en concreto.

El canal al igual que C1 planteado, es escalonado, de sección transversal rectangular de ancho 2 m y 1.5 m de altura con borde libre de 0.5 m, en concreto y que por su alta pendiente y corta longitud requiere desde el punto de vista hidráulico de escalones disipadores de energía, en algunas de sus caídas y debido a su corta longitud, con pantallas en cada uno hasta la entrega al afluente del canal Cataluña que se encuentra localizado en el sector y en la base del área inestable.

A manera de ejemplo, en la Figura 4.74 se presenta el perfil longitudinal por el eje del canal proyectado, la superficie del terreno actual y la proyección del borde superior del canal; en la Figura 4.61 se presenta la variación del caudal con la profundidad del canal (sin borde libre) y la pendiente del fondo; en la Figura 4.62 se presenta el esquema de la sección hidráulica.

Es importante anotar al respecto que el flujo de agua pese a ser una estructura escalonada, puede presentar ante eventos de gran magnitud, un retraso en el tiempo de tránsito en comparación con la estructura de lineamientos rectos propuesta inicialmente, dado que este caso se obliga al flujo a cambios bruscos de dirección. Sin embargo esta situación es manejable mas no es lo más conveniente.

Con relación a la entrega de la quebrada al canal luego de su paso bajo la vía por el tubo de 90 cm de diámetro, se debe contemplar en el desarrollo de la obra su acondicionamiento de forma tal que se garantice el flujo por el mismo y su holgura ante la ocurrencia del evento de creciente considerado en el diseño, mas aun, se debe garantizar que no se generan presiones laterales en el canal ni líneas de flujo bajo el

mismo como efecto de un volumen de agua represado aguas arriba, donde posiblemente un filtro a manera de pantalla pueda aliviar esta situación.

De otra parte y no menos importante se debe considerar la situación de desbordamiento sobre la vía en caso de baja capacidad de paso del agua por la tubería existente. Para contemplar esta situación se recomienda revestir el talud del flanco derecho entre cuneta de vía y borde de canal, minimizando a su vez problemas erosivos por escurrimiento en los contactos de los cortes propuestos como obra y el concreto. El revestimiento puede hacerse con piedra pegada.

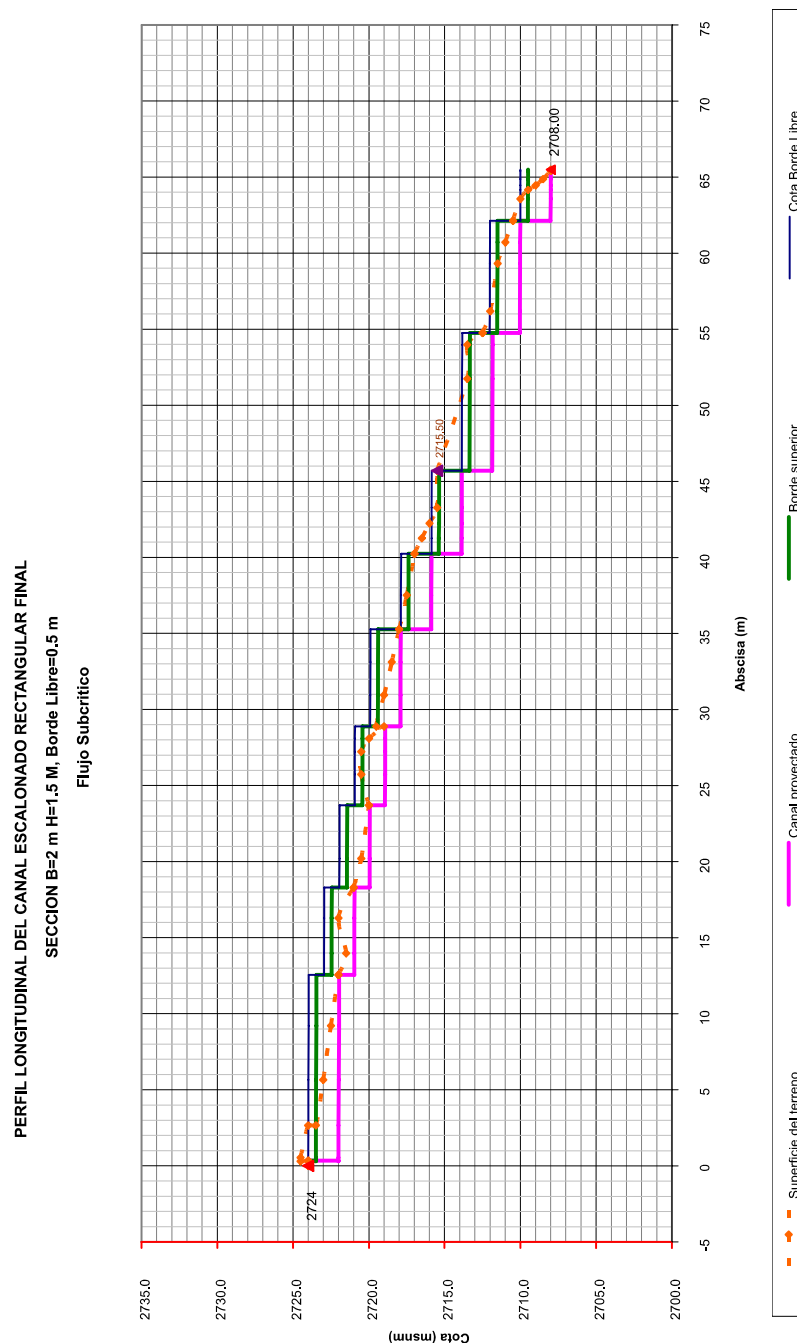


Figura 4. 74 Perfil longitudinal del canal escalonado. Alternativa 2. Recolección de las aguas de la quebrada a partir de la alcantarilla existente.

4.6.3 Terraceo del Talud

- *Reconformación del Talud*

Esta actividad implica la remoción de material fallado con el fin de disminuir la sobrecarga generada por el relleno en la parte superior del talud. La configuración final del talud se ilustra en el plano 4.5, y tanto las secciones longitudinales como transversales del mismo se presentan en el plano 4.6. Para garantizar la estabilidad de los cortes se recomiendan taludes $2H : 1V$, aunque se presentan zonas que por limitaciones de espacio, solamente es posible construir taludes de $1.5H : 1V$. La configuración final del terreno en tres dimensiones se ilustra en las figuras 4.75 y 4.76. Se estima que es necesario excavar del orden de 5000 metros cúbicos de relleno, para llegar a la configuración propuesta.

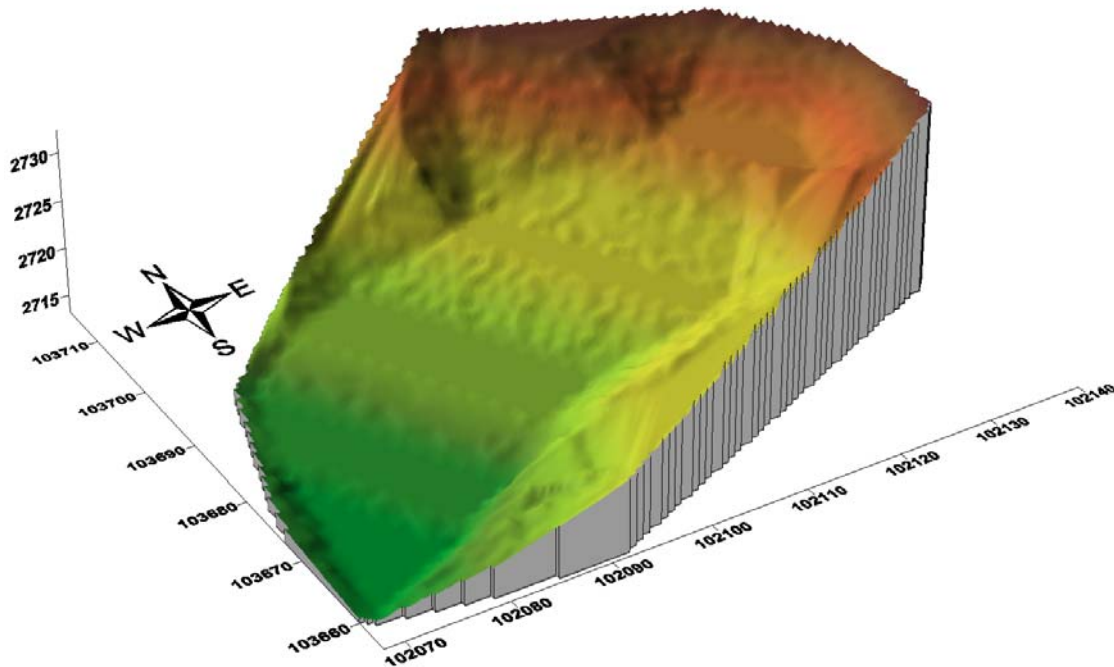


Figura 4. 75 Modelo Tridimensional de la configuración del talud terraceado

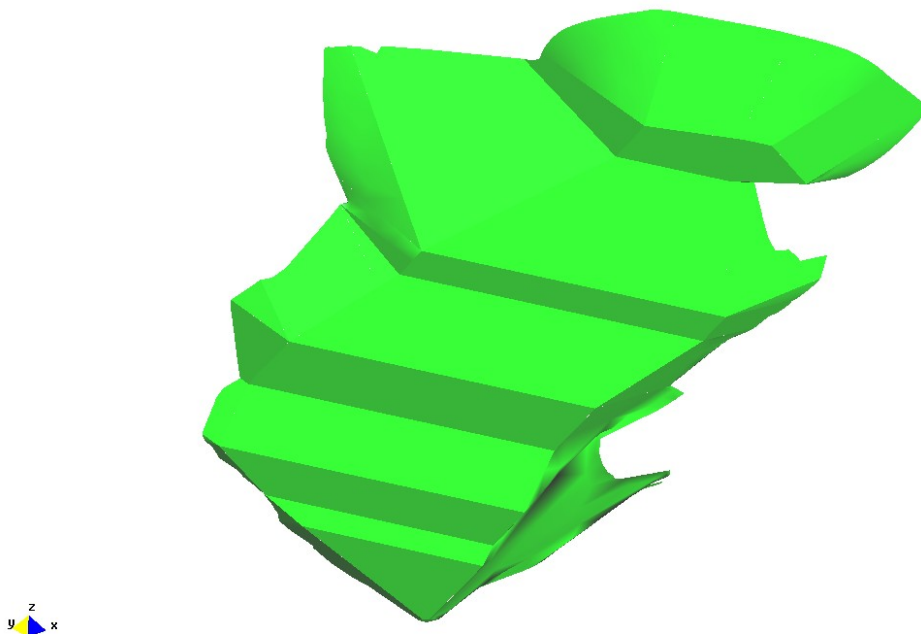


Figura 4. 76 Modelo tridimensional del Talud Terraceado

- *Empradización del Talud*

Para la empradización del talud, se requiere llevar a cabo las siguientes actividades:

- El suelo orgánico resultante de las excavaciones para cimentar las obras propuestas debe ser almacenado en un sitio previamente acondicionado para tal fin, de tal manera que concluidas las obras propuestas, éste se pueda disponer con facilidad sobre los taludes, bermas y sitios disturbados por la construcción de las obras como paso previo para adelantar un proceso de empradización que además de protegerlo de los agentes erosivos, ayude a mejorar las condiciones ambientales y estéticas del área.
- El kikuyo (*Penisetum clandestinum*) constituyen un tipo de planta efectivo para el control de la erosión; germina y crece rápido y proveen una cobertura densa; este pasto tiene la ventaja de estar bien adaptado a las condiciones ambientales del área y se puede sembrar por estolones, el cual consiste en la siembra de plántulas en los sitios definitivos, después de haber realizado la estabilización geotécnica de los taludes y posterior restitución del suelo.
- Una vez recubierto con pasto el talud, se recomienda sembrar especies de crecimiento reptante o rastrero, aptas para afianzar los primeros centímetros de suelo, claves en el control de erosión tales como *Befaria resinosa*, *Myrica parvifolia*, *Muehlenbeckia thamnifolia*, *Rubus bogotensis*.
- En los descoles del talud, se pueden plantar herbáceas de raíces profundas y superficiales como *Cortaderia nitida* con distancias entre sí de 50 cm. Para las terrazas puede utilizarse herbáceas resistentes a bajas condiciones de nutrientes combinadas con arbustos, así: *Puya nitida* + *Gaultheria erecta*; *Cortaderia nitida* + *Myrica parvifolia*. (a 60 cm de distancia entre sí). También es conveniente el establecimiento de especies de tipo arbustivo como *Baccharis* spp (para taludes de suelos arcillosos) *Diplostegium rosmarinifolium* (para taludes de suelos arenosos) *Solanum* spp (para taludes

con suelos arcillosos) *Dodonaea viscosa* (para taludes de roca compacta) especies que dinamizan el desarrollo a una etapa posterior de la sucesión, con distancias entre sí de 80 - 100 cm.

4.6.4 Estructuras de Contención

- *Alternativa 1*

Con el fin de garantizar la estabilidad de talud, se recomienda la construcción de un muro en gaviones de 5.0 metros de altura, cimentado en roca el flanco norte y sobre material alterado hacia el sur (antiguo cauce de la quebrada). La superficie de falla aflora a la cota 2713.5 m.s.n.m hacia el norte y 2711.5 hacia el sur. La idea es por tanto, remover el material desplazado y cimentar el muro en la cota 2712 m.s.n.m., unos 20 metros arriba de la zona donde aparece la superficie de falla.

La ubicación en planta y perfiles de dicha estructura se ilustra en los planos 4.5 y 4.6 respectivamente. La configuración actual de dicho muro implica obstaculizar el drenaje sub superficial propuesto. Con el fin de solucionar este problema se proponen dos alternativas: la primera consiste en dejar un hueco rectangular de un metro de lado; para evitar posibles deflexiones de los gaviones ubicados en la parte superior se recomienda cimentar los gaviones superiores sobre una lámina de acero. Como segunda alternativa se propone instalar un tubo circular en concreto reforzado de un metro de diámetro (1.0 metros), que permitan la evacuación del agua subsuperficial recolectada por la trinchera drenante. Los detalles de las anteriores alternativas se ilustran en el plano 4.9.

Por otro lado, el gavión quedará cimentado en roca hacia el costado norte y sobre el antiguo cauce de la quebrada hacia el sur, esta diferencia de rigideces podrá generar asentamientos diferenciales del gavión, que pueden llegar a ser importantes hacia futuro, para lo cual se recomiendan las siguientes alternativas:

- Reemplazar parte del material del costado sur con material seleccionado y compactado, con el fin de que las cargas transmitidas por la estructura sean mínimas, ó,
- Remover el material del costado sur y colocar en su lugar una colchoneta que redistribuya los esfuerzos. El espesor del material excavado se definirá cuando se inicie esta actividad durante la fase de construcción.

- *Alternativa 2*

Esta segunda alternativa corresponde básicamente a minimizar las excavaciones hacia la parte inferior del talud, de manera que este material hará las veces de estructura de contención. Sin embargo, para darle mayor estabilidad a la obra se recomienda la construcción de una hilera de muros en gaviones de 3.0 metros de altura tal como se ilustra en los planos de diseño (planos 4.5-A y 4.6-A). Es importante aclarar sin embargo, que hacia el sector de la antigua quebrada el material sea muy húmedo y compresible, razón por la cual durante la construcción de los gaviones se presenten asentamientos importantes de los mismos. Para obviar esta situación se recomienda remover parte del material compresible e instalar una colchoneta que permita redistribuir esfuerzos y posteriormente construir los gaviones sobre la colchoneta.

4.6.5 Especificaciones

Las especificaciones técnicas de obra, aplicables a este capítulo deben ser tomadas del anexo D, "Especificaciones Técnicas".

4.6.6 Cantidades de Obra y Presupuesto

Las cantidades de obra se obtuvieron a partir de los planos de construcción, planta y detalles, empleando las unidades de medidas establecidas en las especificaciones adoptadas. En la Tabla 4.13 se presentan las cantidades de obra por ítem establecido y el presupuesto estimado para la construcción de los diferentes tipos de obras contempladas en los diseños de la alternativa 1, y en la Tabla 4.14 para la alternativa 2. Los precios unitarios se evaluaron de acuerdo con las condiciones que imponen las características del sector y de las mismas obras.

Tabla 4. 13 Costos de Medidas Correctivas - Alternativa 1

Presupuesto Preliminar - Obras de Estabilidad en el Barrio San Martín de Porres (Zona1)

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Valor Unitari	Valor Parcial	Valor Total
1	Excavación en material común para conformación de terrazas, incluye trasiego, cargue y retiro	M3	5200	\$17,000	\$88,400,000	
2	Excavación en material común para la construcción del gavión tipo 3, incluye trasiego, cargue y retiro	M3	200	\$17,000	\$3,400,000	
3	Construcción Gavión Tipo 1	M3	361.57	\$95,000	\$34,349,150	
4	Construcción Gavión Tipo 2	M3	117.12	\$95,000	\$11,126,400	
5	Construcción Gavión Tipo 3	M3	119	\$95,000	\$11,305,000	
6	Construcción Canal 1 <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i>	ML M2 M2 M2	17 4.18 0.52 0.66	\$245,000	\$4,165,000	
7	Construcción Canal 2 <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i>	ML M2 M2 M2	47 1.2 0.22 0.48	\$95,000	\$4,465,000	
8	Construcción Canal 3 <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i>	ML M2 M2 M2	480 0.35 0.13 0.1	\$49,000	\$23,520,000	
9	Construcción Canal 4 <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i>	ML M2 M2 M2	330 0.3 0.08 0.21	\$35,000	\$11,550,000	
10	Construcción Canal 5 <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i> <i>Material granular</i> <i>Tubería Filtro</i>	ML M2 M2 M2 M2 ML	155 0.9 0.08 0.21 0.6 155	\$117,000	\$18,135,000	
11	Construcción Canal 5(2) <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i> <i>Material granular</i> <i>Tubería Filtro</i> <i>Mortero</i>	ML M2 M2 M2 M2 ML M2	45 0.9 0.08 0.21 0.462 45 0.138	\$145,000	\$6,525,000	
12	Construcción Canal Descole <i>Excavación</i> <i>Cocreto</i> <i>Material compactado</i>	ML M2 M2 M2	57 1.32 0.24 0.6	\$105,000	\$5,985,000	
13	Construcción Drenaje Inferior <i>Excavación</i> <i>Material granular</i> <i>Tubería Filtro</i> <i>Geotextil</i>	ML M2 M2 ML M2	27 4 2 26.35 173.91	\$260,000	\$7,020,000	
14	Construcción Trinchera Drenante <i>Excavación</i> <i>Material granular</i> <i>Tubería Filtro</i> <i>Geotextil</i>	ML M2 M2 ML M2	95 4 4 93.35 1026.85	\$400,000	\$38,000,000	
15	Construcción Paso Tuberia 1 <i>Excavación</i> <i>Material compactado</i> <i>Tuberia en concreto</i>	ML M2 M2 ML	5 6 2.858407346 5	\$515,000	\$2,575,000	
16	Construcción Paso Tuberia 2 <i>Excavación</i> <i>Material compactado</i> <i>Tuberia en concreto</i>	ML M2 M2 ML	7.5 1.26 0.977256661 7.5	\$170,000	\$1,275,000	
17	Geotextil NT 4000	M2	980	\$600	\$588,000	
Sub Total						\$272,383,550
18	A.I.U.	25% del Sub Total			\$68,095,888	
TOTAL						\$340,479,438

Tabla 4. 14 Costos de Medidas Correctivas - Alternativa 2

Presupuesto Preliminar - Obras de Estabilidad en el Barrio San Martín de Porres (Zona 1)						
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Parcial	Valor Total
1	Excavación en material común para conformación de terrazas, incluye trasiego, cargue y retiro	M3	4560	\$ 17,000.00	\$ 77,520,000.00	
2	Excavación en material común para la conformación del gavión tipo 3, incluye trasiego, cargue y retiro.	M3	200	\$ 17,000.00	\$ 3,400,000.00	
3	Construcción Gavión Tipo 4	M3	171	\$ 95,000.00	\$ 16,245,000.00	
5	Construcción Gavión Tipo 3	M3	119	\$ 95,000.00	\$ 11,305,000.00	
6	Construcción Canal 1	ML	17	\$ 245,000.00	\$ 4,165,000.00	
	Excavación	M2	4.18			
	Cocrebo	M2	0.52			
	Material compactado	M2	0.66			
7	Construcción Canal 2	ML	47	\$ 95,000.00	\$ 4,465,000.00	
	Excavación	M2	1.2			
	Cocrebo	M2	0.22			
	Material compactado	M2	0.48			
8	Construcción Canal 3	ML	480	\$ 49,000.00	\$ 23,520,000.00	
	Excavación	M2	0.35			
	Cocrebo	M2	0.13			
	Material compactado	M2	0.1			
9	Construcción Canal 4	ML	30	\$ 35,000.00	\$ 1,050,000.00	
	Excavación	M2	0.3			
	Cocrebo	M2	0.08			
	Material compactado	M2	0.21			
10	Construcción Canal 5	ML	155	\$ 117,000.00	\$ 18,135,000.00	
	Excavación	M2	0.9			
	Cocrebo	M2	0.08			
	Material compactado	M2	0.21			
	Material granular	M2	0.0462			
	Tubería Filtro	ML	1.55			
11	Construcción Canal 5(2)	ML	45	\$ 145,000.00	\$ 6,525,000.00	
	Excavación	M2	0.9			
	Cocrebo	M2	0.08			
	Material compactado	M2	0.21			
	Material granular	M2	0.462			
	Tubería Filtro	ML	45			
	Monteo	M2	0.138			
12	Construcción Canal Descole	ML	57	\$ 105,000.00	\$ 5,985,000.00	
	Excavación	M2	1.32			
	Cocrebo	M2	0.24			
	Material compactado	M2	0.6			
13	Construcción Drenaje Inferior	ML	27	\$ 260,000.00	\$ 7,020,000.00	
	Excavación	M2	4			
	Material granular	M2	2			
	Tubería Filtro	ML	26.35			
	Geotextil	M2	173.91			
14	Construcción Trinchera Drenante	ML	95	\$ 400,000.00	\$ 38,000,000.00	
	Excavación	M2	4			
	Material granular	M2	4			
	Tubería Filtro	ML	93.35			
	Geotextil	M2	1026.85			
15	Construcción Paso Tubería 1	ML	5	\$ 515,000.00	\$ 2,575,000.00	
	Excavación	M2	6			
	Material compactado	M2	2.85			
	Tubería en concreto	ML	5			
16	Construcción Paso Tubería 2	ML	7.5	\$ 170,000.00	\$ 1,275,000.00	
	Excavación	M2	1.26			
	Material compactado	M2	0.977			
	Tubería en concreto	ML	7.5			
17	Geotextil NT 4000	M2	850	\$ 600.00	\$ 510,000.00	
	SUBTOTAL					\$ 221,695,000.00

CAPÍTULO 5. ESTUDIO DETALLADO DE LA ZONA 2.

La Zona 2 corresponde al terreno localizado al occidente de la Zona 1, en donde se encuentran las instalaciones del colegio distrital San Martín de Porres y varias viviendas. En este caso, el estudio se enfocó principalmente a evaluar la condición de estabilidad y diseño de obras en un sector inestable afectado por dos deslizamientos, uno más antiguo que el otro. Igualmente se analizó la condición de vulnerabilidad de las edificaciones con base en un levantamiento estructural cualitativo de cada edificación.

Aunque las características geológicas y climáticas generales de esta zona son las mismas de la Zona 1, el análisis de estabilidad de taludes y diseño de obras requirieron un estudio detallado de ellas. Para este objeto se hizo el levantamiento topográfico que se presenta en el plano 1.4, con las secciones transversales correspondientes (plano 1.5).

Al igual que en el caso anterior, el estudio comprendió el establecimiento de un modelo geológico-geotécnico con base en las características superficiales y subsuperficiales del terreno, y con base en ese modelo el análisis de estabilidad y diseño de obras.

5.1 Geología y geomorfología local

5.1.1 Geología Local

Los materiales geológicos aflorantes en la Zona 2 se clasificaron en unidades de roca y unidades de suelos, así:

- *Unidades de roca*

Unidad de rocas intermedias (Ri). Corresponden a materiales de consistencia moderada a dura, conformada por areniscas amarillentas, de grano fino a medio, en estratos delgados a gruesos. Presentan intercalaciones de limonitas grises a rojizas, en general poco fracturadas y moderadamente meteorizadas. Los estratos de esta unidad presentan un rumbo N-S con buzamientos de 40-50 E.

Unidad de rocas blandas (Rb): Corresponden a los materiales rocosos de consistencia blanda a muy blanda, conformados por arcillolitas y lodolitas grises claras y oscuras y rojizo-violáceo por meteorización. Se caracterizan por presentar estratificación muy delgada a gruesa, poco fracturas y moderadamente meteorizadas, con sectores altamente meteorizados. Se presentan intercalaciones de paquetes de areniscas de grano muy fino y limolitas de color amarillo anaranjado y rojizo, de baja consolidación y algo friables, de dureza media a blanda, en capas desde 3 cms hasta 30 cm de espesor, moderadamente fracturadas y altamente meteorizadas (plano 5.1).

Los estratos rocosos dentro del sector estudiado presentan un rumbo promedio de N 30°E; con buzamiento promedio de 15°SE, y cuya dirección es contraria a la pendiente natural de las laderas.

El macizo rocoso presenta para el sector, y principalmente para los niveles de areniscas y limolitas que atraviesan la zona inestable, los sistemas de discontinuidades que presenta la tabla 5.1:

Tabla 5. 1 Sistemas de discontinuidades

SISTEMA	RUMBO	BUZAMIENTO	CARACTERÍSTICAS
Estratific	N 30°E	15°SE	Continuidad en la zona continuas entre 0.20 y los 0,5 m; espaciados entre 5-30cms; en general lisas y cerradas. Afectan solo a los niveles de areniscas y limonitas.
Diacl 1	N20°W N25°W	9080SW	
Diacl 2	N60°E	75NW	
	N35°E	70NW	
	N40	80NW	
	N50°E	90	

Debido a que los afloramientos se encuentran bastante meteorizados, no fue posible tomar un mayor número de datos de discontinuidades.

- *Unidades de suelos*

Los materiales correspondientes a los suelos se clasificaron en tres clases: residuales, coluviales, y de origen antropico (plano 5.1).

Suelos residuales (Srs). Estos materiales, producto de la alteración de los componentes de los macizos rocosos aflorantes en el sector (arcillolitas, lodolitas, areniscas y limolitas de la Formación Guaduas, y clasificadas como rocas blandas), se presentan principalmente en los alrededores de las instalaciones del colegio San Martín de Pórres, son de color amarillo naranja de textura arcillo-limosa y de poco espesor (0,5 -- 1.0 m aproximadamente).

Depósitos coluviales antiguos. Estos materiales producto de los movimientos en masa antiguos ocurridos en la zona alta de las laderas y depósitos en los sectores inferiores de las mismas, se presentan principalmente hacia la parte oriental y suroriental del sector de estudio; sus características geológico-geotécnicas dependen del tipo de rocas de la unidad geológica origen, por lo cual se distinguen 2 clases de depósitos coluviales antiguos.

Depósito coluvial antiguo tipo 1 (Strc1). Granulometría matriz soportada; matriz arcillo-limosa, con clastos de areniscas, limolita y lutitas, (roca origen Formación Guaduas).

Depósitos coluviales recientes. Estos materiales son producto de los movimientos recientes ocurridos en la zona. Se distinguieron dos clases de depósitos recientes.

Depósito coluvial reciente tipo 3(StrC3). Localizado en la parte oriental de la zona de estudio, es de granulometría matriz- soportada, de matriz arcillosa, con clastos y bloques de arenisca.

Depósito coluvial reciente tipo 4 (StrC4). Localizado en la parte occidental de la zona de estudio; es matriz soportado de matriz arcillo-limosa, con clastos de areniscas y limonitas.

Depósito coluvial antiguo tipo 2 (Strc2). Granulometría matriz soportada; con matriz areno-limosa y bloques de arenisca y limolitas (Formaciones del Grupo Guadalupe y de la Formación Cacho).

Suelos transportados de origen fluvial (st). Corresponden a los depósitos aluviales recientes de la pequeña quebrada que cruza por la parte sur de la zona de estudio.

Suelos de origen antropico (stra). Corresponden a los materiales producto de las actividades de excavaciones de vías de acceso al área y de explanación de las laderas, como los ubicados al occidente de las instalaciones del seminario Calazans y que conforman áreas de rellenos. Son de granulometría heterogénea.

5.1.2 Geomorfología Local

Dentro del área de estudio y alrededores se presentan unidades de terrenos con características variadas, resultantes de los procesos erosivos y movimientos en masa que han afectado las laderas del macizo rocoso. Todas ellas se presentan en el plano 5.4.

De acuerdo a los análisis de fotografías aéreas tomadas por I.G.A.C en diferentes épocas (1938, 1977, 2004, etc.), los levantamientos geológicos y las observaciones de campo para este proyecto, se presentan subunidades y elementos geomorfológicos de origen denudativo-acumulativo, entre los que se diferenciaron: laderas de contrapendiente, conos y lóbulos coluviales antiguos, cono de deslizamiento rotacional reciente; de origen aluvial, y de origen antropico, diferenciándose, laderas explanadas y llenos de escombros.

- *Subunidades de origen denudativo-acumulativo*

Laderas de contrapendiente (Dle). corresponden a laderas concavas-convexas con pendientes suaves y moderadas, constituidas por estratos rocosos de composición arcillo-limosa-arenosa, con buzamientos en dirección contraria a la pendiente topográfica de las laderas. Se ubica en la parte media --inferior del sector estudiado. Sobre esta unidad se han presentado movimientos en masa recientes como el que se trata en este informe.

Conos y lóbulos coluviales antiguos (Dco). Corresponden a materiales producto de los procesos de erosión en masa antiguos, que han afectado los cerros en las partes altas y se han depositado en los sectores inferiores de topografía más suave. Se localizan en la zona oriental y sur oriental de la zona de estudio. Son de granulometría variada y de composición heterogénea y son derivados de las Formaciones Guaduas y del Grupo Guadalupe.

Cono de deslizamiento rotacional reciente (Dedre). Corresponde a la geoforma originada por movimientos en masa recientes y que se ubican en la parte central del área de investigación. Afecta a los materiales coluvion antiguo, depósitos antropicos y macizo rocoso de la Formación guaduas. Su composición es principalmente arcillo-limosa, con bloques esporádicos de arenisca.

- *Sub-unidades de origen antrópico.*

Corresponden a geoformas resultantes de la actividad humana, destacándose las siguientes:

Laderas explanadas (Ale). corresponde a una zona conformada para la cancha de fútbol del barrio, y ubicada hacia el occidente de las instalaciones de seminario Calazan.

Llenos de escombros (Ae). Corresponden a geoformas resultantes de la depositación de materiales provenientes de obras desarrolladas en el sector, como la construcción de vías y la explanación de laderas.

5.1.3 Análisis Multitemporal

Estos análisis corresponden a los mismos realizados en la Zona 1 como se presenta en el numeral 4.2.3.

5.2 Análisis de Caudal

5.2.1 Caudales de Esguerrimiento

En la Zona 2 se puede decir que no existen líneas de drenaje natural, pero algunas vías constituyen los drenajes por donde el agua vierte al sitio afectado por dos movimientos. Tal situación se ilustra en la Figura 5.1 para el año 1981.



Figura 5. 1 Cuenca Urbana para la zona 2 en el Barrio San Martín de Pórres - Año 1981.

Para el cálculo de los caudales se acudió al método racional explicado en capítulos anteriores. Para la Zona 2 puede hablarse de una cuenca pequeña y homogénea si se tiene en cuenta que en conjunto su extensión no es mayor a 1 ha en total. En este caso, las áreas de drenaje han sido fuertemente intervenidas y poseen características de cuencas urbanas en donde entran a jugar un papel fundamental las derivaciones de caudal desde o hacia la misma.

En principio son analizados los drenajes naturales para delimitar la cuenca en su máxima extensión y bajo consideraciones de flujo superficial observadas en la cartografía base del estudio (2006) y la cartografía de la cuenca, que se encuentra completa solo para el año 1974 (Figura 5.2). En el Tabla 5.2 se presentan las áreas vertientes calculadas.



Figura 5. 2 Cuenca Urbana para la Zona 2 del Barrio San Martín de Porres -- Año (2006)

Tabla 5. 2 Areas de cuencas vertientes hacia la zona de deslizamiento

No.	DIVISION DE CUENCA DE ESCORRENTIA	Area Km2
1	Area total de la cuenca que drena al deslizamiento	0.0079
2	Area de la cuenca norte que drena al deslizamiento	0.0030
3	Area de la cuenca sur que drena al deslizamiento	0.0048
4	Area de drenaje del cuerpo del deslizamiento	0.0014
5	Area total de drenaje	0.0093

Se aclara que la cartografía base del año 1981 anota que las cotas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi contenidas en dicha carta están referidas al nivel medio del mar y por tanto se deben agregar 29.86 m a las mismas para referenciarlas al plano del acueducto de Bogotá.

Para diseño y construcción deberán ser verificadas las cotas de las obras de infraestructura existentes en el sector con los amarres a coordenadas IGAC de los levantamientos topográficos.

- *Cobertura Vegetal*

De la observación de fotografías aéreas multianuales del área de interés y principalmente de las cuencas definidas, se observan cambios con relación a la cartografía de 1974. En general existe un incremento de las áreas intervenidas de la cuenca con la construcción significativa de vías, viviendas subnormales y obras de drenaje construidas en el barrio San Martín, aunque parece preservarse la cobertura original en la cuenca alta de la quebrada.

Como se explicó para el caso de la Zona 1, para este tipo de cobertura un coeficiente de escorrentía apropiado y acorde con la aplicabilidad del mismo debe tener para la cuenca un valor entre 0.35 y 0.40. Sin embargo, para el caso del área inestable es conveniente elevar el factor de seguridad por este concepto y asumir no solo que puede existir un cambio de uso del suelo, sino que un gran porcentaje del agua precipitada se convierte en escorrentía. El valor fijado para los cálculos es de 1.0 como coeficiente de escorrentía, que refleja la escorrentía en las cubiertas de viviendas con bajantes a la vía y su escurrimiento sobre el pavimento hasta la zona inestable.

- *Tiempo de concentración*

Dado el tamaño de la cuenca, el tiempo de concentración se calculó como se ilustra en la Tabla 5.3 por diferentes métodos, descartando aquellos valores de +/- 5% de variación con relación al calculado por la fórmula de Kirpich (1940). Luego el tiempo de concentración mínimo para el cálculo fue de 1.33 minutos.

- *Intensidad de la Lluvia*

La intensidad de la lluvia se determinó para el tiempo de concentración obtenido de 1.33 minutos (aproximado a 2 minutos). Sin embargo, para el cálculo de una IDF el mínimo tiempo es de 5 minutos. Calculada la intensidad en la IDF elaborada por la EAAB para la estación San Luis, se considera que dicho valor para el diseño es conservador.

De otra parte está el periodo de recurrencia del evento y para ello se toma como referencia la probabilidad de 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años, se lo cual se obtuvieron los resultados que presenta la Tabla 5.4.

- *Caudales máximos generados*

Para efectos del diseño de las necesarias obras hidráulicas, se realizó un análisis de los posibles caudales máximos para periodos de recurrencia de hasta 100 años. El resultado del mismo se presenta en la tabla 5.5. Estos valores se emplearon para el diseño detallado de las obras hidráulicas que se tratan más adelante.

Tabla 5. 3 Valores de tiempo de concentración (Tc) calculado por diferentes métodos

Cálculo del tiempo de concentracion Tc	
Subcuenca:	
SAN MARTIN DE PORRES (Area inestable aguas abajo)	
Subcuenca:	1
Datos generales:	
Longitud del cauce principal	148 m
Area de la cuenca	0.93 Ha
Cota i	2714 m
Cota f	2670 m
Pendiente promedio So	0.294 m/m
Témez (1978)	Tc=
Soil Conservation Service	Tc=
Kirpich (Llamas 1985)	Tc= 1.462850245
Kirpich (1940)	Tc= 1.462975353
Ramser (1927)	Tc= 1.465104252
Johnstone y Cross (1949)	Tc=
California Culverts Practice (1942)	Tc= 1.463650217
Bransby Williams (1)	Tc=
Bransby Williams (2)	Tc=
Federal Aviation Administration	Tc=
Passini	Tc= 1.32956464
Hathaway	Tc=
Tiempo de Concentración (Tc)=	1.44 min
Menor tiempo de Concentración (Tc)=	1.33 min

Tabla 5. 4 Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de retorno y duración 5min

Intensidades de lluvia (mm/hr) para diferentes Tr y duracion 5 min					
3	5	10	25	50	100
119	154	197	264	311	368

Tabla 5. 5 Caudales máximos para diseño de obras

CAUDALES MAXIMOS ESTIMADOS - DRENAJES SAN MARTIN DE PORRES (LADERA ABAJO DEL COLEGIO)

No.	DIVISION DE CUENCA DE ESCORRENTIA	Area Km2	Caudales Q(m3/s) para diferentes Tr y duracion 5 min					
			3	5	10	25	50	100
1	Area total de la cuenca que drena al deslizamiento	0.0079	0.10	0.14	0.17	0.23	0.27	0.32
2	Area de la cuenca norte que drena al deslizamiento	0.0030	0.04	0.05	0.07	0.09	0.11	0.12
3	Area de la cuenca sur que drena al deslizamiento	0.0048	0.06	0.08	0.11	0.14	0.17	0.20
4	Area de drenaje del cuerpo del deslizamiento	0.0014	0.02	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06
5	Area total de drenaje	0.0093	0.12	0.16	0.20	0.27	0.32	0.38

Curva IDF - Estacion San Luis (2120040)	Intensidades de lluvia (mm/hr) para diferentes Tr y duracion 5 min					
	3	5	10	25	50	100
	119	154	197	264	311	368

5.3 Exploración y Ensayos de Laboratorio

5.3.1 Exploración del subsuelo

Para la investigación del subsuelo se realizaron cuatro perforaciones distribuidas tal como se indica en el plano 1.3 y figura 5.3. La profundidad y tipo de exploración se indican en la tabla 5.6.

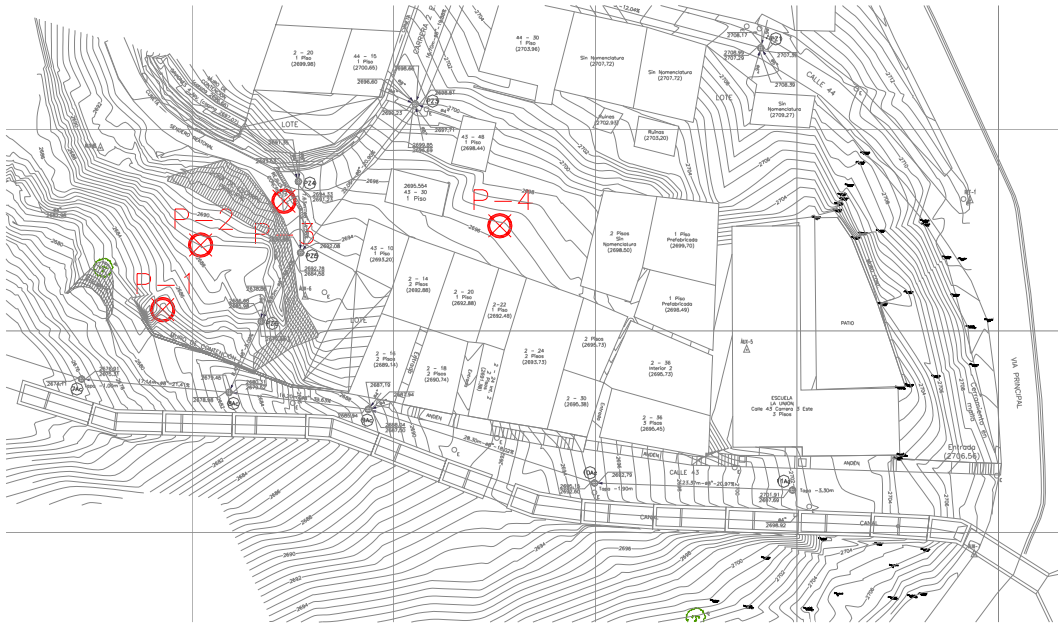


Figura 5.3 Localización de la exploración del sub-suelo para la Zona 2.

Tabla 5.6 Relación de perforaciones

	PERFORACION			
	MANUAL #		MECANICA #	
	1	2	3	4
Profundidad (m)	4.5	4.1	11	10

En las perforaciones se tomaron muestras alteradas e inalteradas para ensayos de laboratorio e igualmente se realizaron Ensayos de Penetración Estándar (SPT). Los registros de estas perforaciones y la localización de las muestras se encuentran en el Anexo C. Como hecho a destacar de las perforaciones es que en ninguna se encontró agua libre.

5.3.2 Ensayos de laboratorio

En la Tabla 5.7 se presenta el resumen de las muestras de material tomado en cada perforación, junto con la relación de ensayos ejecutados. Y en la Tabla 5.8 el resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio.

Tabla 5. 7 Tabla de muestras y ensayos ejecutados a cada muestra

PROGRAMA ENSAYOS DE LABORATORIO				LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	PESO UNITARIO	G _s	COMPRESIÓN INCONFINADA	CORTE DIRECTO	LAVADO TAMIZ No. 200	HUMEDAD	Fecha	Proyecto
Perforación	Muestra	Prof. (m)	Tipo									Sep-06	SAN MARTÍN DE PORRES
												Laboratorio	Observaciones
P-1	Sman.1-1	1.00 - 1.40	Shelby	X	X	X	X	X	X*		X	GR	* $\sigma_N = 0.1, 0.5 \text{ y } 1.0 \text{ kg/cm}^2$
	Sman.1-2	1.40 - 1.85	Split spoon								X	GR	
	Sman.1-3	2.20 - 2.65	Split spoon	X	X						X	GR	
	Sman.1-4	3.20 - 3.60	Shelby	X	X	X		X	X*		X	GR	* $\sigma_N = 0.1, 0.5 \text{ y } 1.0 \text{ kg/cm}^2$
	Sman.1-5	3.60 - 4.05	Split spoon								X	GR	
	Sman.1-6	4.05 - 4.50	Split spoon								X	GR	
P-2	Sman.2-1	1.50 - 1.95	Split spoon	X	X						X	GR	
	Sman.2-2	2.50 - 3.00	Shelby	X	X	X		X	X*		X	GR	* $\sigma_N = 0.1, 0.5 \text{ y } 1.0 \text{ kg/cm}^2$
	Sman.2-3	3.00 - 3.45	Split spoon								X	GR	
	Sman.2-4	3.45 - 3.80	Shelby	X	X	X	X	X	X*	X		GR	* $\sigma_N = 0.1, 0.5 \text{ y } 1.0 \text{ kg/cm}^2$
	Sman.2-5	3.80 - 4.08	Split spoon									GR	
P-3	Pmec.3-1	0.60 - 1.05	Split spoon									GR	
	Pmec.3-2	1.50 - 1.95	Split spoon	X	X						X	GR	
	Pmec.3-3	3.00 - 3.45	Split spoon								X	GR	
	Pmec.3-4	4.60 - 5.05	Split spoon								X	GR	
	Pmec.3-5	5.40 - 5.8	Shelby	X	X	X		X	X*	X	X	GR	* $\sigma_N = 0.5, 1.0 \text{ y } 2.0 \text{ kg/cm}^2$
	Pmec.3-6	5.80 - 6.08	Split spoon								X	GR	
	Pmec.3-7	6.08 - 11.00	Barrena NX	X	X	X		X (2)	X*		X	GR	* $\sigma_N = 0.5, 1.0 \text{ y } 2.0 \text{ kg/cm}^2$ (2) Dos ensayos, uno entre 6.4 y 8.8m y otro entre 8.8 y 11.0m
P-4	Pmec.4-1	0.50 - 1.00	Shelby								X	GR	
	Pmec.4-2	1.00 - 1.45	Split spoon								X	GR	
	Pmec.4-3	2.00 - 2.50	Shelby	X	X	X		X			X	GR	
	Pmec.4-4	2.50 - 2.95	Split spoon								X	GR	
	Pmec.4-5	3.50 - 3.60	Shelby								X	GR	
	Pmec.4-6	3.60 - 4.05	Split spoon								X	GR	
	Pmec.4-7	5.00 - 5.43	Split spoon								X	GR	
	Pmec.4-8	5.43 - 10.00	Barreno NX	X	X	X		X			X	GR	

Tabla 5. 8 Resumen de resultados de ensayos

Muestra	Prof. (m)	Tipo de recuperación	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Wn (%)	γ_s (g/cm ³)	Gs	PT 200 (%)	qu (kg/cm ²)	USCS	Kg/cm ²	KN/m ²	ϕ_{pico} °	Kg/cm ²	KN/m ²	ϕ_{res} °	SPT N
P1-M1	1.00 - 1.40	Shelby	49,8	27	22,8	28,2	1,50	2,65		0,37	CL	0,07	7,00	20,70				
P1-M2	1.40 - 1.85	Split spoon				21,4												6,00
P1-M3	2.20 - 2.65	Split spoon	56,3	22,1	34,2	21,6					CH							12,00
P1-M4	3.20 - 3.60	Shelby	57	20,9	36,1	23,6	1,995				CH	0,03	3,00	24,00	0,01	1,00	15,80	
P1-M5	3.60 - 4.05	Split spoon				15,8												23,00
P1-M6	4.05 - 4.50	Split spoon				15,2												70,00
P2-M1	1.50 - 1.95	Split spoon	37,2	19,1	18,1	22,5					CL							2,00
P2-M2	2.50 - 3.00	Shelby	59,9	22,8	37,1	30,0	1,88			0,67	CH	0,06	6,00	19,00	0,01	1,00	15,50	
P2-M3	3.00 - 3.45	Split spoon				24,6												4,00
P2-M4	3.45 - 3.80	Shelby	43,5	20,5	23,0	26,6	1,507	2,634	66,1	0,76	CL	0,09	9,00	22,30				
P2-M5	3.80 - 4.08	Split spoon																50,00
P3-M1	0.60 - 1.05	Split spoon																9,00
P3-M2	1.50 - 1.95	Split spoon	31,8	19,5	12,3	20,5					CL							29,00
P3-M3	3.00 - 3.45	Split spoon																46,00
P3-M4	4.60 - 5.05	Split spoon																33,00
P3-M5	5.40 - 5.8	Shelby	35,5	20,2	15,3	19,8	2,03		65,9	2,86	CL	0,11	11,00	34,60				
P3-M6	5.80 - 6.08	Split spoon																70,00
P3-M7A	6.08 - 8.80	Barrena NX	32	16,3	15,7	11,4	2,13			9,72	CL	0,48	48,00	20,70				
P3-M7B	8.80 - 11.00	Barrena NX				9	2,23			6,07		0,01	1,00	18,00				
P4-M1	0.50 - 1.00	Shelby				40,6												
P4-M2	1.00 - 1.45	Split spoon				29,4												7,00
P4-M3	2.00 - 2.50	Shelby	46,3	16,9	29,4	14,4	1,85			3,66	CL							
P4-M4	2.50 - 2.95	Split spoon				13,6												21,00
P4-M5	3.50 - 3.60	Shelby				12,4												
P4-M6	3.60 - 4.05	Split spoon				14,2												64,00
P4-M7	5.00 - 5.43	Split spoon				14,8												80,00
P4-M8	5.43 - 10.00	Barreno NX	33,8	15	18,8	9,2	2,25			0,55	CL							

Las muestras fueron clasificadas de acuerdo con la Clasificación Unificada de Suelos. Así, como lo muestra la Figura 5.4, el suelo fino corresponde en su mayoría a suelos de baja plasticidad tipo CL, que incluyen alguna fracción arenosa y de grava fina. Unas pocas muestras, sin embargo, clasificaron como arcillas de alta plasticidad CH particularmente las de las capas de suelo más superficial en los sitios de las perforaciones P1 y P2 que se hicieron en el depósito coluvial.

En las Figuras 5.5 a 5.8 se presenta la variación de los parámetros geotécnicos en profundidad. En cada una de ellas es notable el aumento repentino de resistencia a la penetración estándar a diferentes profundidades. También a estas mismas profundidades, se observa el cambio de otros parámetros de resistencia. Para el caso de las perforaciones P1 y P2, este cambio indica con cierta claridad la localización de la superficie de falla del deslizamiento más reciente, y para P3 y P4 el cambio de suelo residual a la roca. Esta situación permitió obtener el modelo de perfil del subsuelo que se describe más adelante.

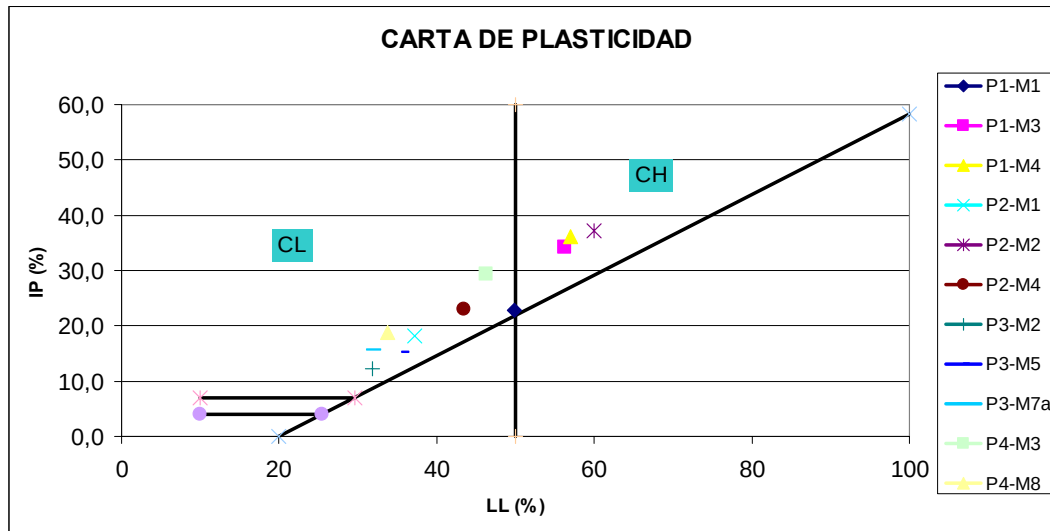


Figura 5. 4 Clasificación de suelos según la carta de plasticidad de Casagrande

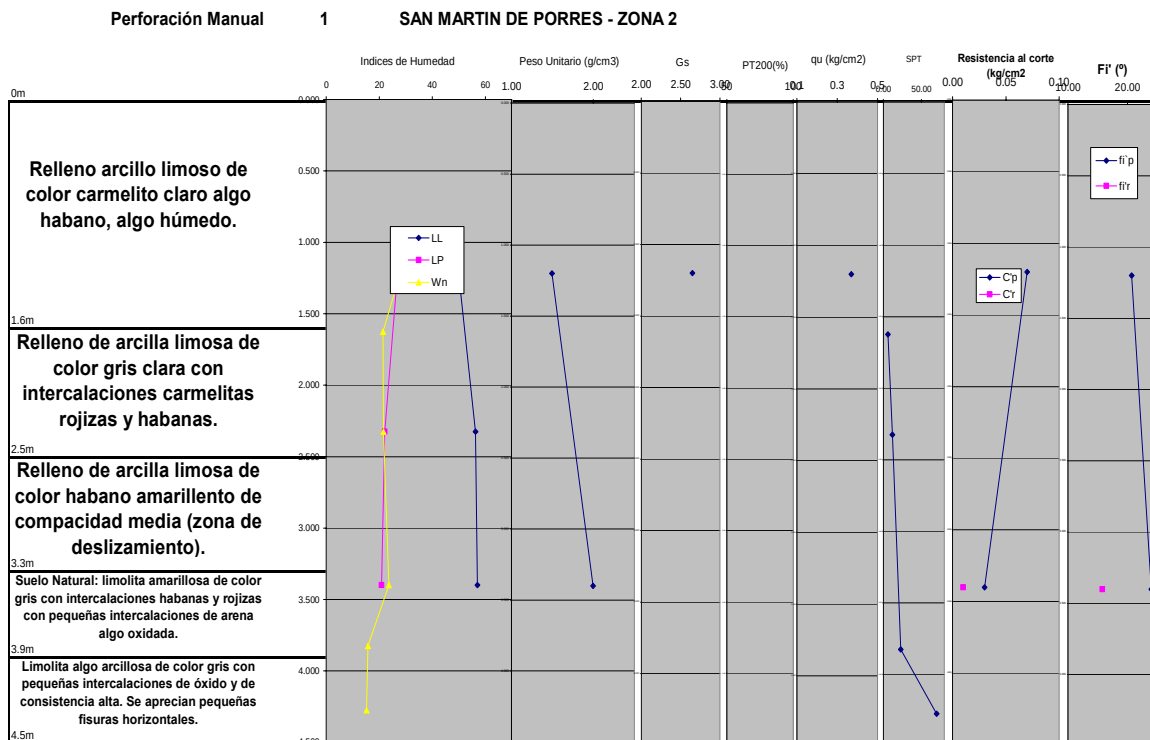


Figura 5. 5 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P1

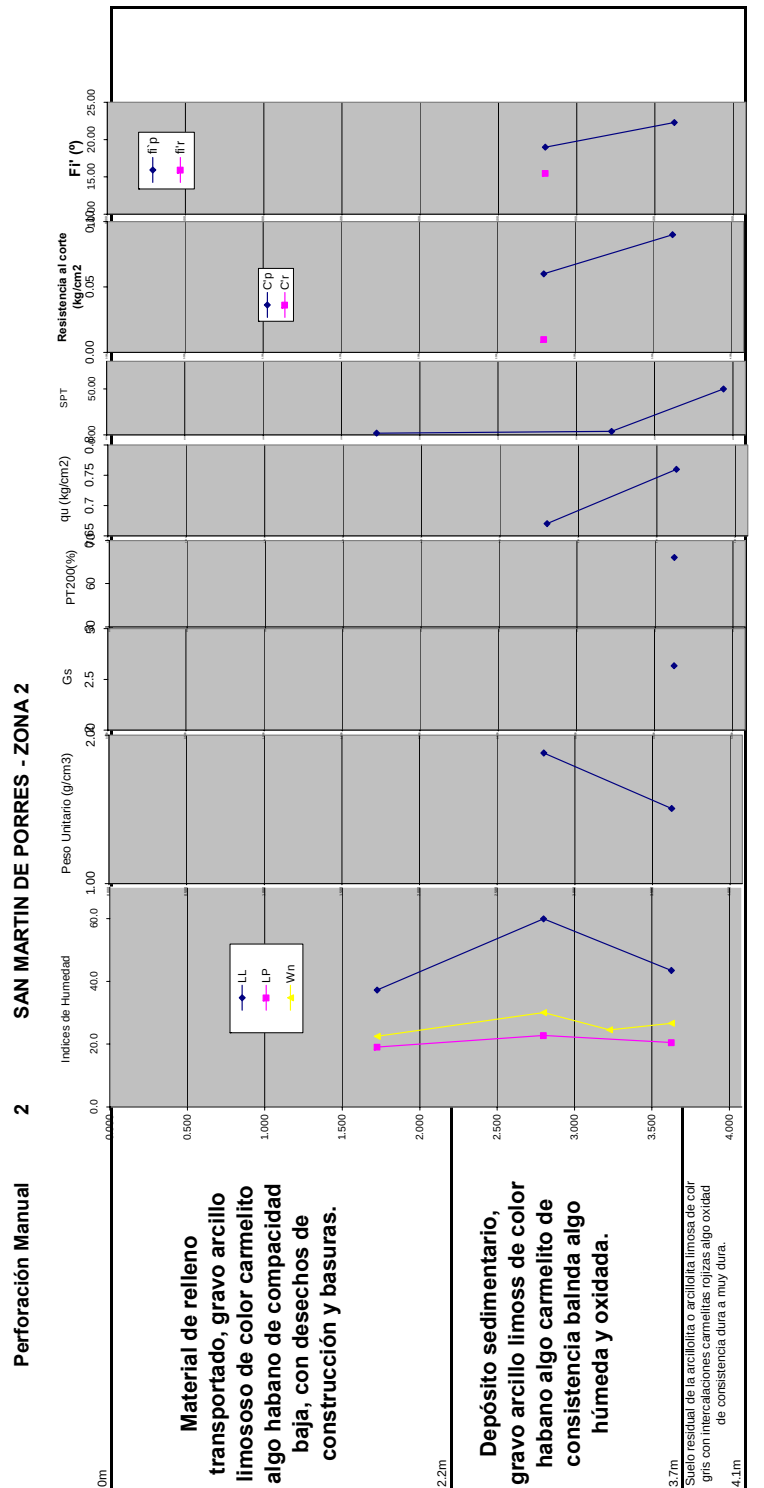


Figura 5. 6 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P2

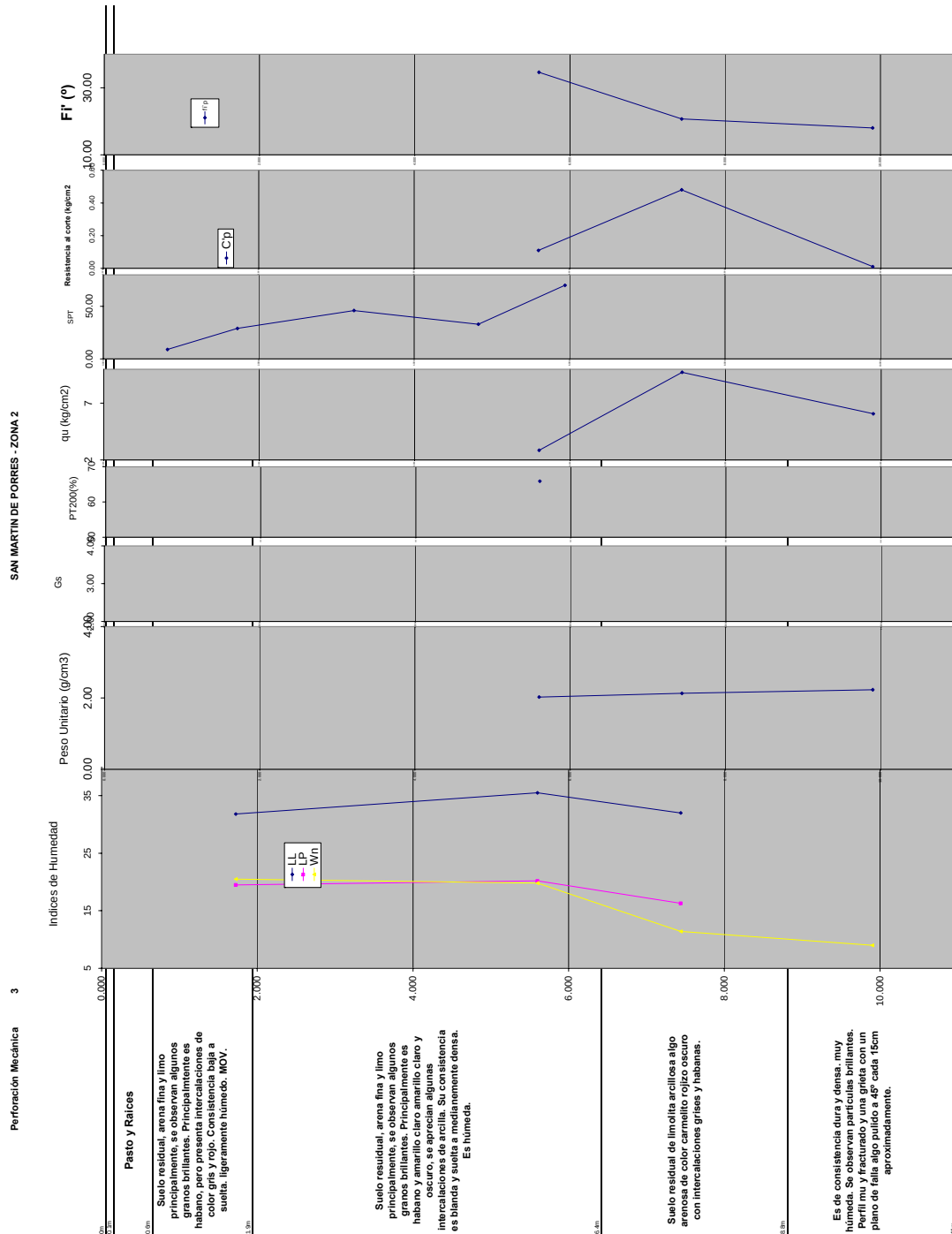


Figura 5. 7 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P3

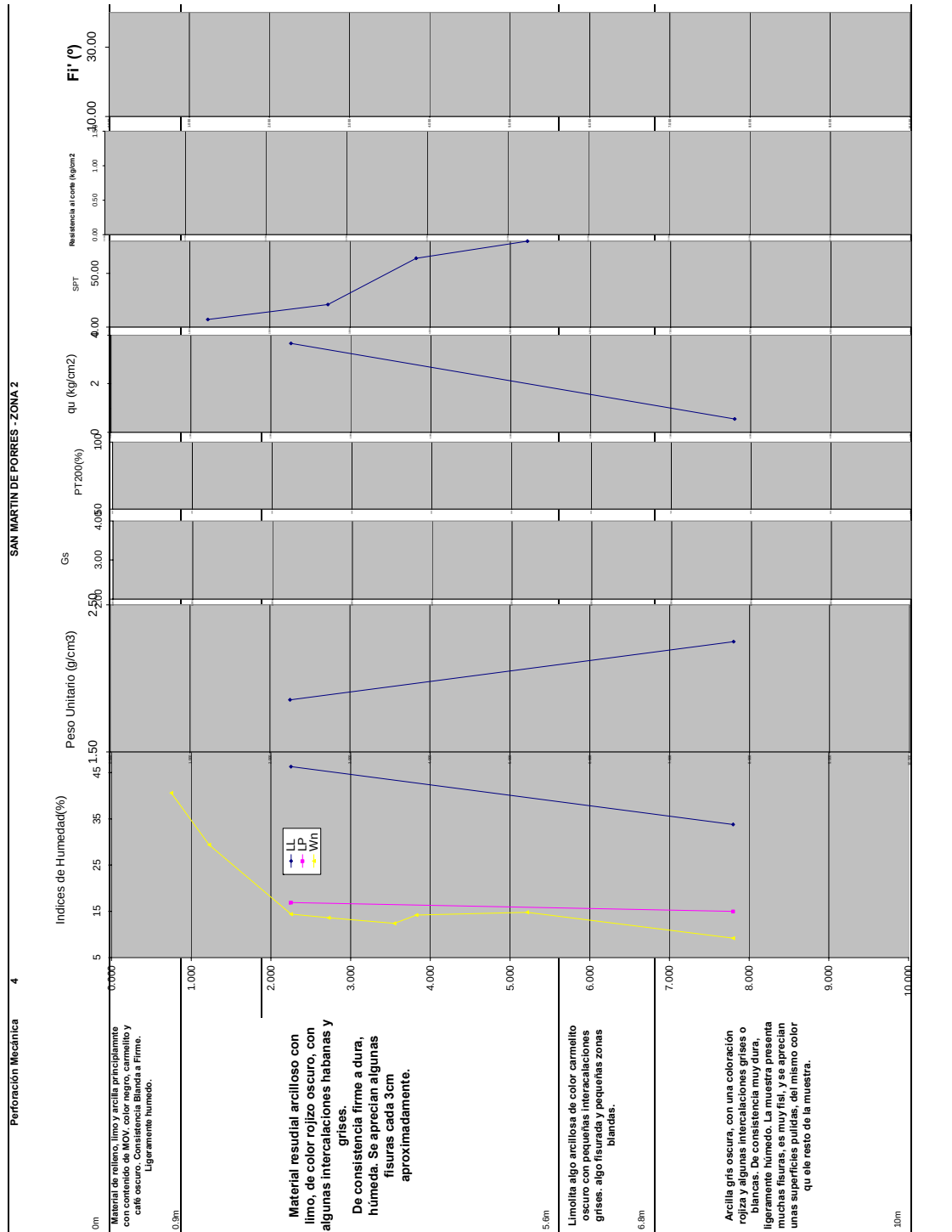


Figura 5. 8 Variación de parámetros geotécnicos en profundidad para la Perforación P4

5.4 Análisis de estabilidad para las condiciones actuales

Como en el caso de la Zona 1, para los análisis de estabilidad se empleó el método de Equilibrio Límite, particularmente el de Janbú Corregido y el Método General (Morgenstern y Price). Sin embargo, sólo se presentan los resultados del Método General los cuales se dan en términos del factor de seguridad.

Dentro de la metodología seguida, las primeras etapas consistieron en definir los tipos de materiales y perfiles de análisis. Para ello, además de tener en cuenta las secciones geológicas del Plano 5.1, se construyeron las envolventes de resistencia que se muestran en la Figura 5.9. De acuerdo con esta gráfica y demás parámetros de la Tabla 5.8 se establecieron los siguientes cuatro materiales característicos y subdivisiones que se dan en la tabla 5.9:

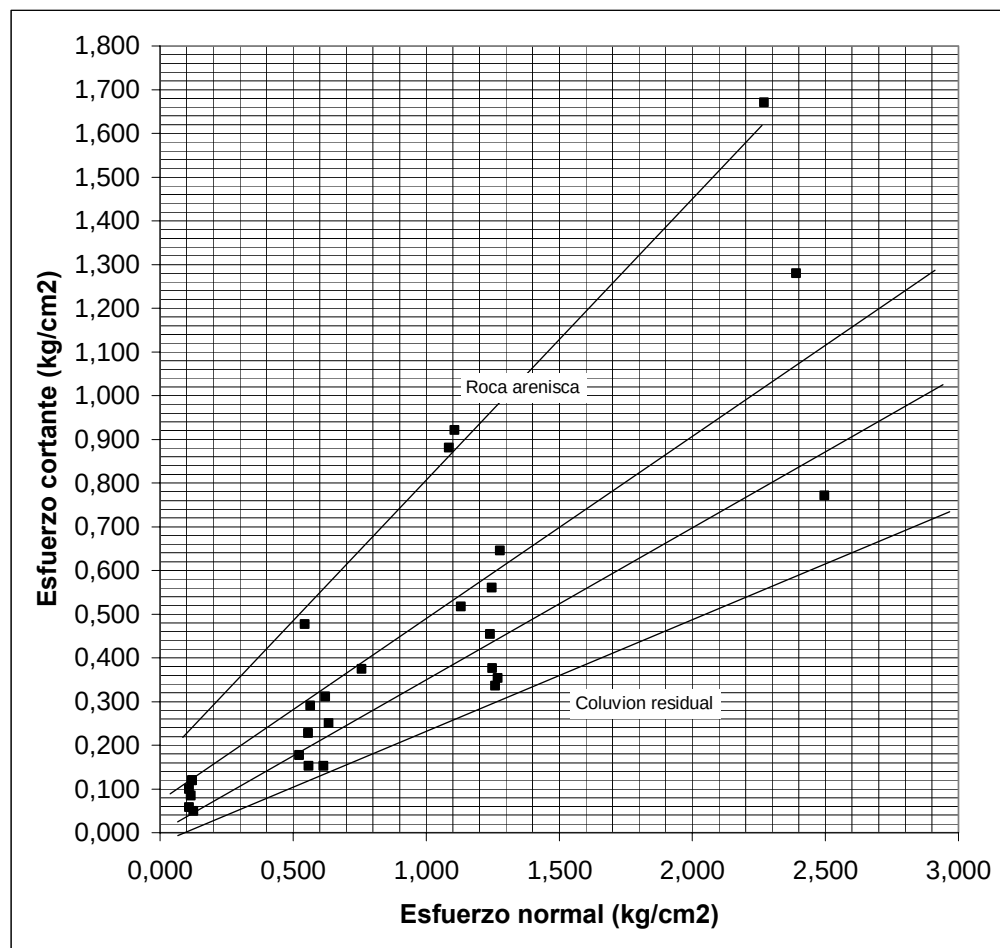


Figura 5. 9 Envolventes de resistencia de los materiales

Tabla 5. 9 Materiales característicos del subsuelo en la Zona 2

MATERIAL	SUB-TIPO	γ (kN/m ³)	C' (kN/m ²)	ϕ'
ROCA (ARENISCA)	-----	20.89	19.61	32.6
ROCA ARCILLOLITA	-----	20.1	179 (*)	0
SUELO RESIDUAL	-----	20.1	9.81	23.2
COLUVION	Superior	14.71	4.9	19.7
	Inferior	17.6	4.9	19.7
	Superficie de falla	-----	0	14.9

Como perfiles de análisis se escogieron las secciones AA y BB localizadas tal como se ilustra en la figura 5.10 y con las secciones transversales típicas que muestran la Figura 5.11 y Figura 5.12 respectivamente. En estas figuras es evidente que el mecanismo de falla es esencialmente el de un deslizamiento traslacional, en donde el depósito coluvial se desplaza a lo largo del plano de contacto con el material rocoso subyacente.

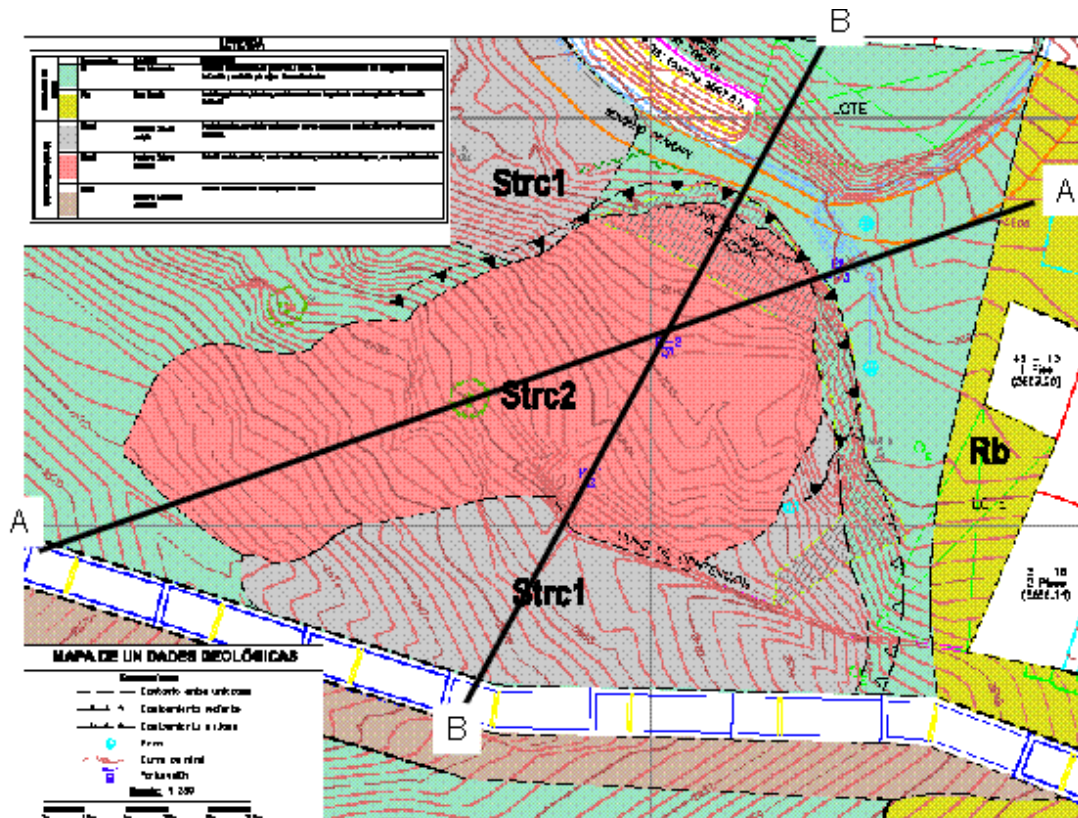


Figura 5. 10 Localización de secciones AA y BB para análisis de estabilidad de laderas.

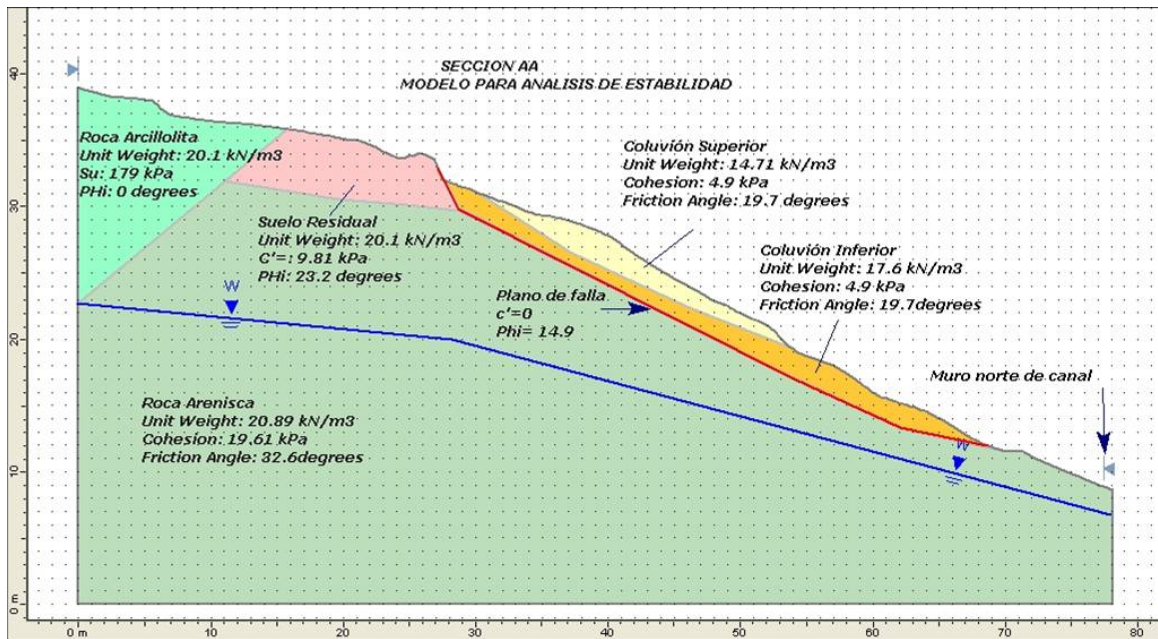


Figura 5. 11 Modelo geotécnico de la ladera a lo largo de la Sección AA

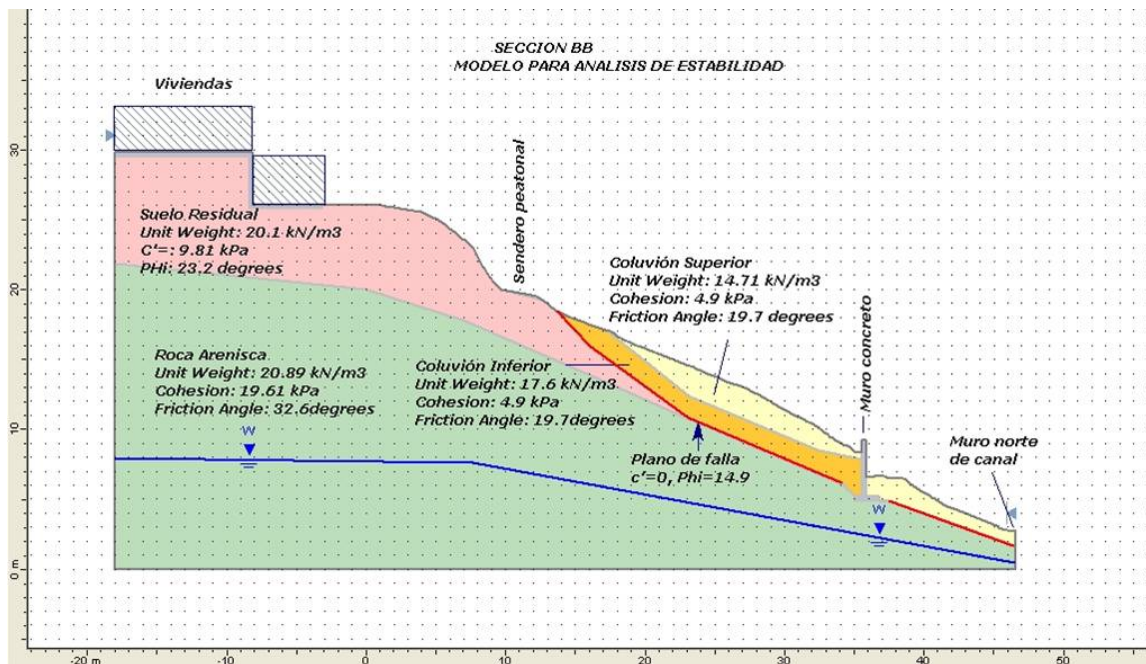


Figura 5. 12 Modelo geotécnico de la ladera a lo largo de la Sección BB

5.4.1 Condición actual de estabilidad

El análisis de estabilidad de la ladera a lo largo de las secciones AA y BB se realizó considerando las siguientes situaciones:

- Nivel normal de agua subterránea
- Nivel extraordinario de agua subterránea
- Sismo con coeficiente de aceleración de 0.16 (=2/3 del coeficiente máximo)

La reducción a 2/3 de la aceleración sísmica máxima establecida para el sitio del lote, se justifica en el hecho de que los análisis seudo-estáticos de equilibrio limite consideran el sismo como una carga permanente, cuando en realidad esta dura segundos o fracciones de segundo y por lo tanto tomar el valor de la aceleración máxima puede ser demasiado conservador. Autores como Makdisi y Seed (1978), Hynes-Griffin y Franklin (1998), Bray et al (1998) basados en observaciones de campo y retroanálisis, por ejemplo, recomiendan factores de reducción que van desde 0.2 hasta 0.75. Por lo tanto, se considera que el valor de 2/3 de la aceleración máxima adoptado es razonable.

La figura 5.13 presenta la primera situación para la Sección AA. En ella se muestran únicamente las superficies con valores de factor de seguridad menor a 1.5, en consideración a que este puede ser un valor mínimo aceptable para esta situación. De la figura es claro que la zona de coluvión es inestable pues como se observa, se encontraron superficies con factores de seguridad aún por debajo de 1.0. Así mismo, por detrás de la corona del actual deslizamiento se presenta una situación inaceptable dado que para esta condición se encontraron factores menores a 1.5 de seguridad. Para el caso de la superficie de falla que se muestra en la figura 5.14 la situación es todavía más crítica, pues el factor de seguridad es apenas de 0.556 y por lo tanto es la superficie que determina la condición general de estabilidad en esta ladera.

Por su parte, el escenario de falla para la situación con sismo indica que no solamente fallaría el coluvión, sino que la falla se alcanzaría a extender por detrás de la corona del actual deslizamiento (Figura 5.14).

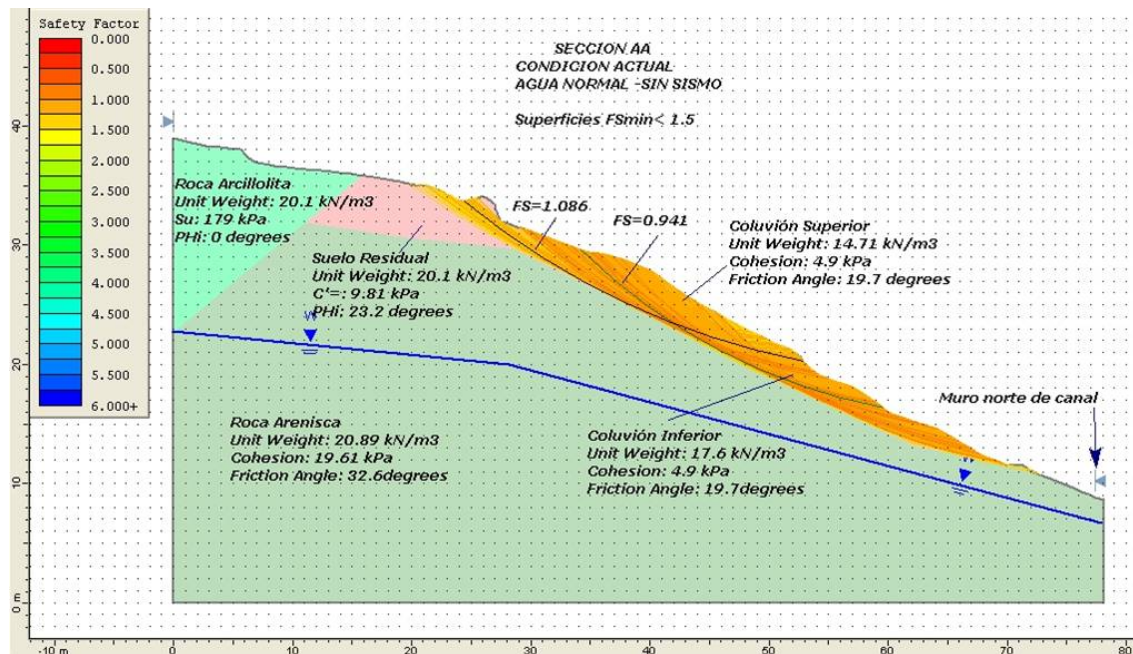


Figura 5.13 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección AA en condiciones normales considerando superficies de falla circulares

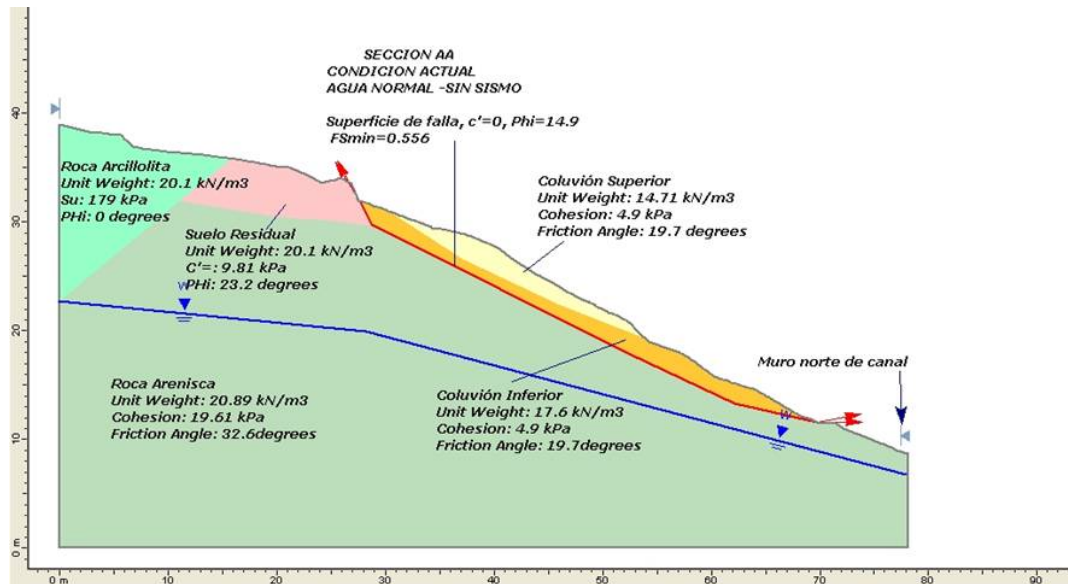


Figura 5. 14 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección AA en condiciones normales y considerando únicamente el factor de seguridad de la superficie de falla

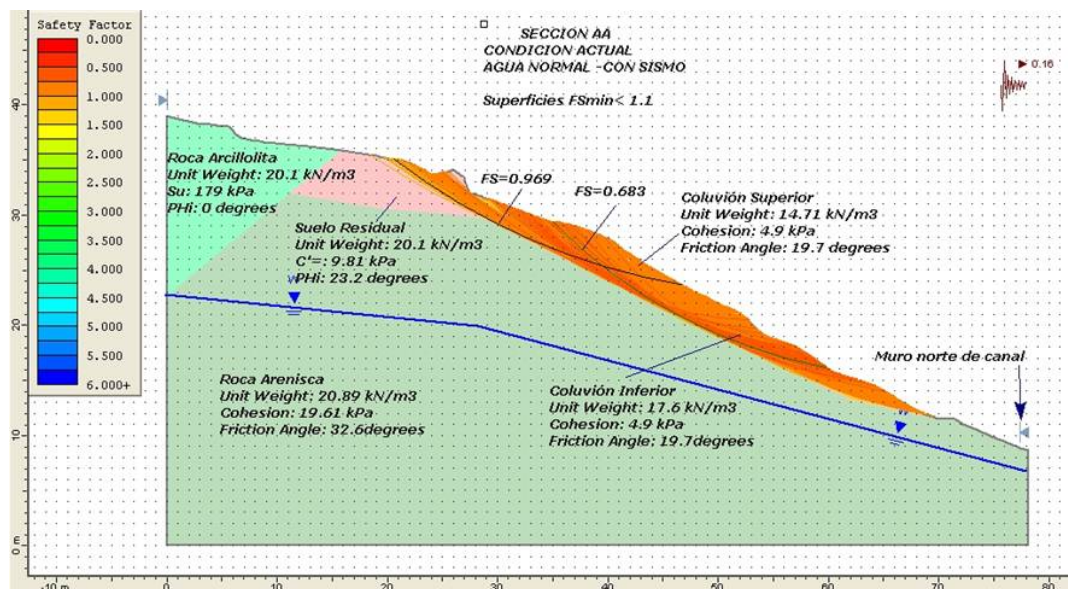


Figura 5. 15 Estabilidad de la ladera a lo largo de la Sección AA en caso de sismo

Para la ladera a lo largo de la Sección BB, la situación de estabilidad es ligeramente mejor a la anterior y además se cuenta con un antiguo muro de contención que debió construirse para contener el material deslizado. Sin embargo, como se observa en la Figura 5.16, para la condición de cargas normales se encontraron superficies con factores de seguridad menores a 1.5 que también se extienden por detrás del deslizamiento hasta el pie de las viviendas. Así mismo, el FS a lo largo de la superficie de falla es menor a la unidad, no obstante que el material fallado es contenido por el muro existente (Figura .17). Para el caso de sismo la situación es por supuesto mucho más crítica y podría fallar buena parte de la ladera y llegar a afectar las viviendas más cercanas a la corona del deslizamiento (Figura 5.18).

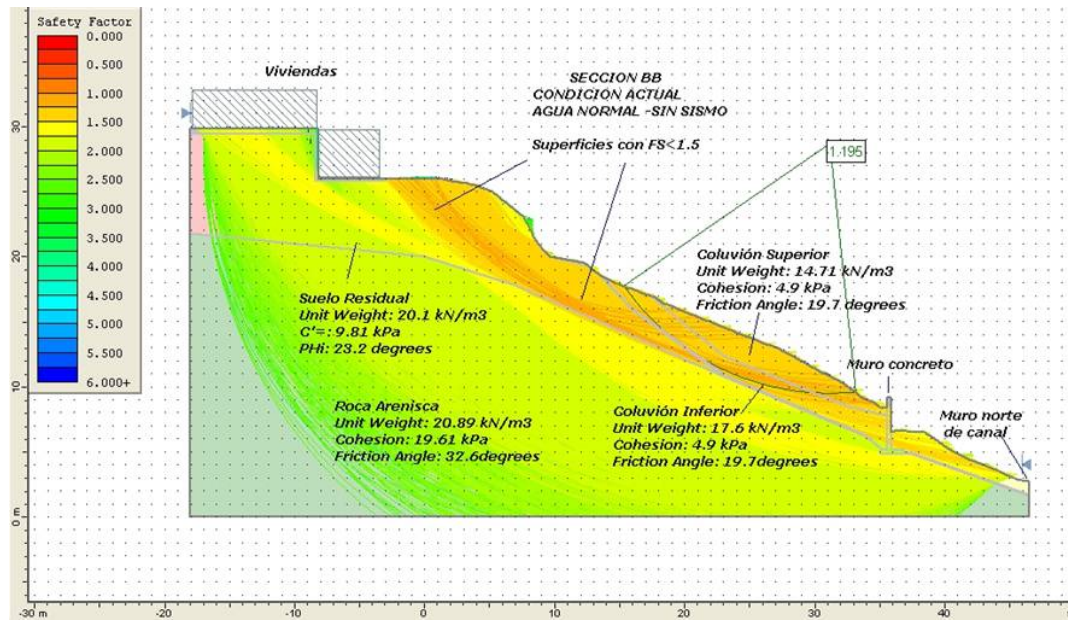


Figura 5. 16 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección BB en condiciones normales considerando superficies de falla circulares

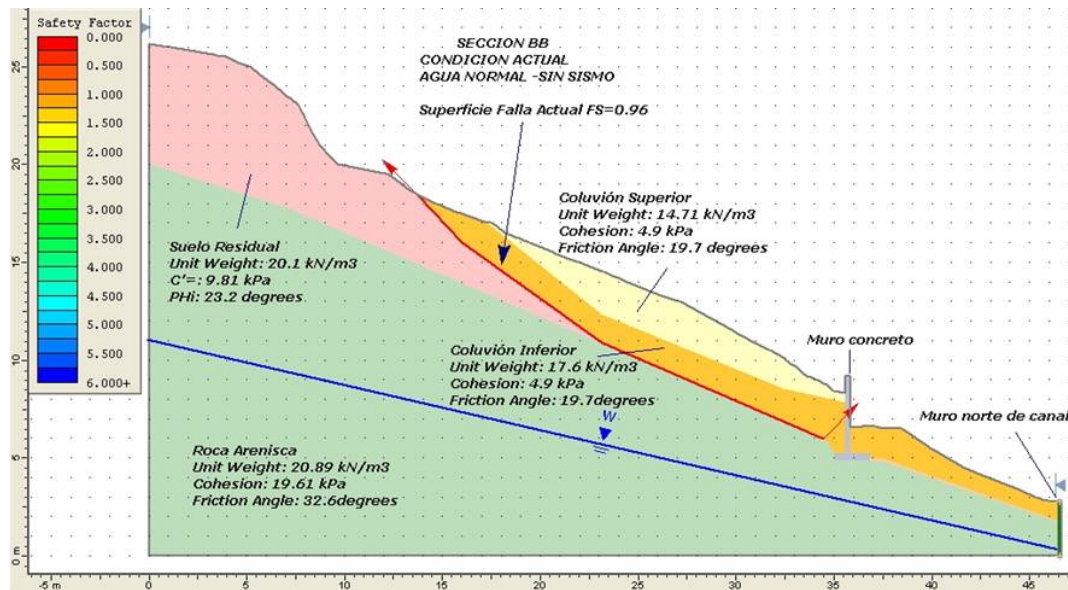


Figura 5. 17 Estabilidad actual de la ladera a lo largo de la Sección BB en condiciones normales y considerando únicamente el factor de seguridad de la superficie de falla

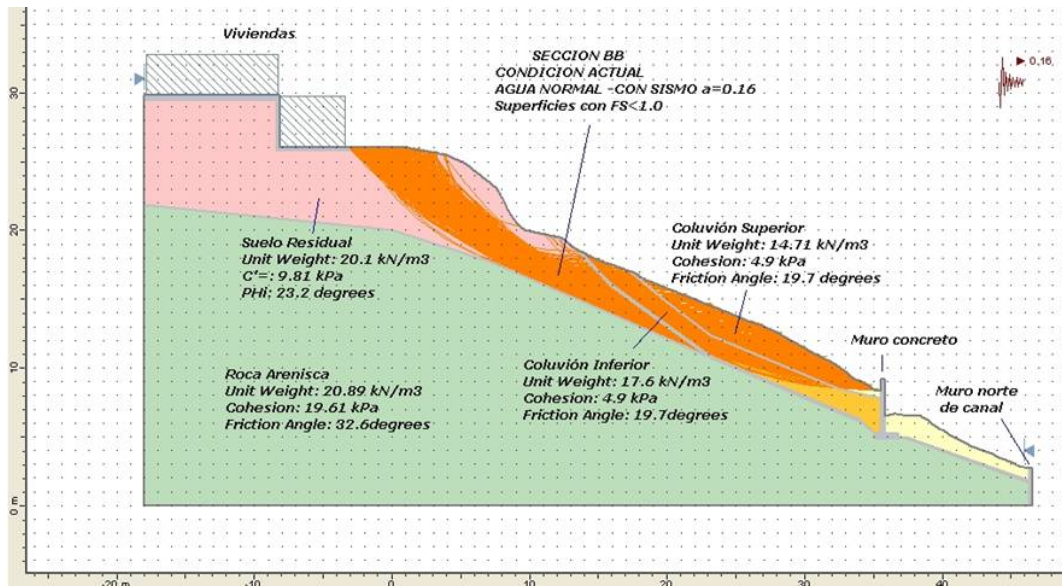


Figura 5. 18 Estabilidad de la ladera a lo largo de la Sección BB en caso de sismo

En términos generales se puede decir entonces, que en una situación normal de niveles de agua y sin el evento de un sismo, la zona del deslizamiento es inestable y los alrededores de su corona tienen una condición de estabilidad indeseable. En caso de una situación extrema de nivel de agua subterránea y sismo, fallaría buena parte de los terrenos alrededor de la corona del actual deslizamiento pudiendo llegar a afectar severamente las viviendas más cercanas. Para mejorar esta situación se consideraron algunas alternativas de obras de estabilización cuyos detalles se presentan en el siguiente numeral.

5.5 Análisis de estabilidad con medidas correctivas

Considerando la situación de estabilidad presentada anteriormente, se analizaron los efectos de diversas medidas para lograr un nivel de estabilidad aceptable tanto para la zona arriba de la corona del deslizamiento, como para el cuerpo del deslizamiento. Los siguientes fueron los criterios empleados para ello:

- Factor de seguridad mayor a 1.5 para una condición de cargas y nivel freático normales en cualquier sector de la ladera
- Factor de seguridad mayor a 1.0 para una condición extrema de cargas sísmica y/o nivel freático

Las figuras 5.19 y 5.20 muestran la situación de estabilidad en la Sección AA, para el caso de una serie de pilotes a lo largo de la corona del deslizamiento. El análisis dio lugar a que para alcanzar el criterio de estabilidad propuesto se requiere que estos pilotes tengan una resistencia a la fuerza cortante de 90 kN espaciados cada 1.5 m. Con la construcción de estos pilotes, sin embargo, solo se lograría alcanzar la condición de estabilidad deseada para el sector arriba del escarpe principal, pues como se observa en las figuras el coluvión continuaría siendo inestable.

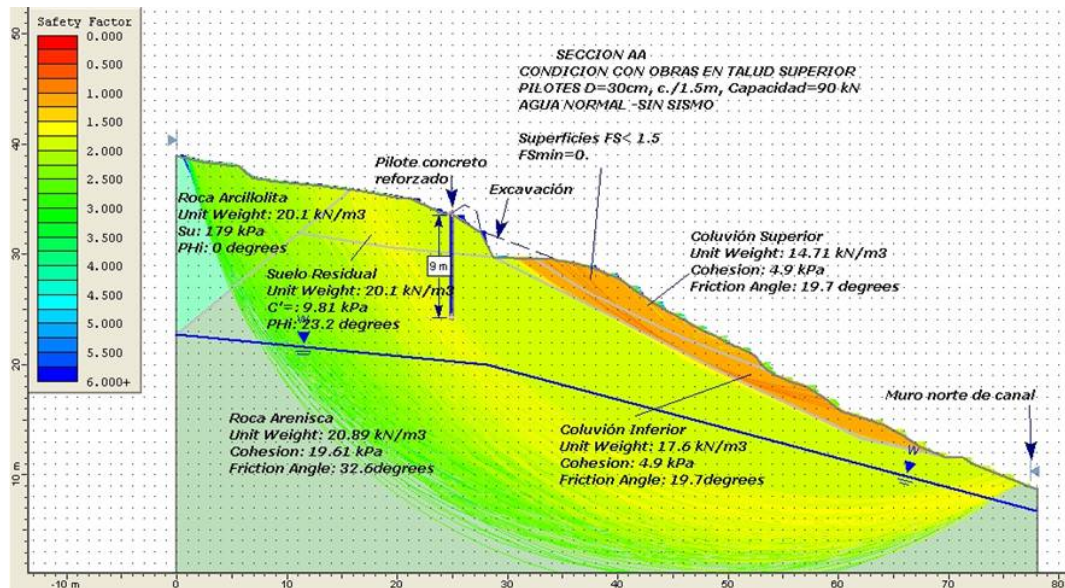


Figura 5.19 Condición de estabilidad del talud superior a lo largo de la Sección AA para el caso de condiciones normales y con pilotes de concreto espaciados cada 1.5 m localizados a lo largo de la corona

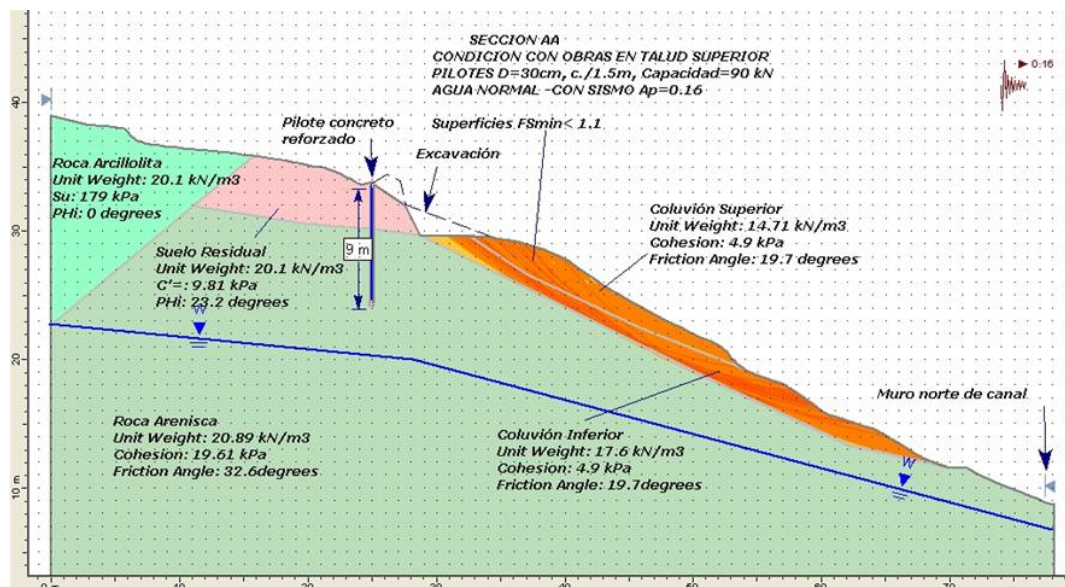


Figura 5.20 Condición de estabilidad del talud superior a lo largo de la Sección AA para el caso de sismo extremo y con pilotes de concreto espaciados cada 1.5 m. Se destaca la zona con superficies cuyo factor de seguridad es menor a 1.1

Para estabilizar el cuerpo del deslizamiento, se realizaron varios análisis combinando cortes de terreno y muro de contención a diferentes alturas, además de los pilotes en la corona. La Figura 5.21 muestra el resultado para el caso de un muro a media ladera. Como se puede observar, para esta situación la zona crítica se desplaza hacia abajo del muro.

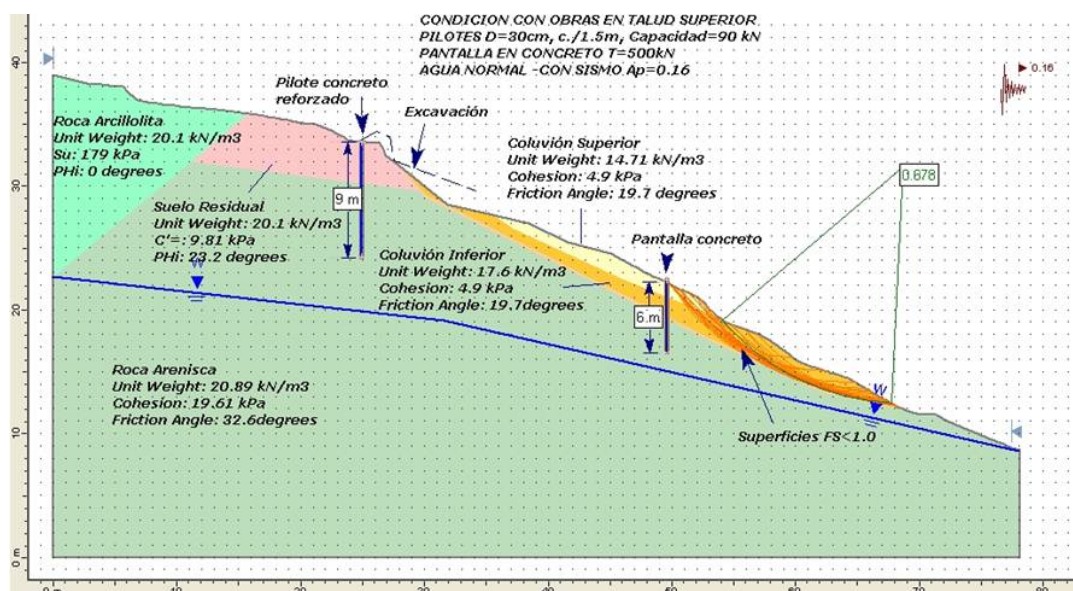


Figura 5. 21 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de sismo extremo, con una serie de pilotes en la corona y un muro de contención en cantiliver a media ladera

Finalmente, con nuevos análisis se llegó a que para obtener una condición de estabilidad de toda la ladera que cumpliera con los criterios establecidos, era necesario un muro cerca al pie del movimiento, además del muro intermedio, los pilotes y el corte de terreno en algunos sectores. Las figuras 5.22 a 5.25 presentan los resultados de estos análisis para las distintas combinaciones de nivel de agua subterránea y carga sísmica, que en términos del factor de seguridad se pueden resumir como lo muestra la tabla 5.10:

Tabla 5. 10 Resumen de valores de factor de seguridad para la condición con todas las obras a lo largo de la sección AA

CONDICION	FACTOR SEGURIDAD	DE	OBSERVACIONES
Agua máxima y sismo extremo	1.045		La ladera más crítica corresponde al pie del deslizamiento
Agua normal con sismo	1.220		Superficie más crítica profunda
Agua máxima, sin sismo	1.479		La ladera más crítica corresponde al pie del deslizamiento
Agua normal sin sismo	1.726		Superficie más crítica profunda

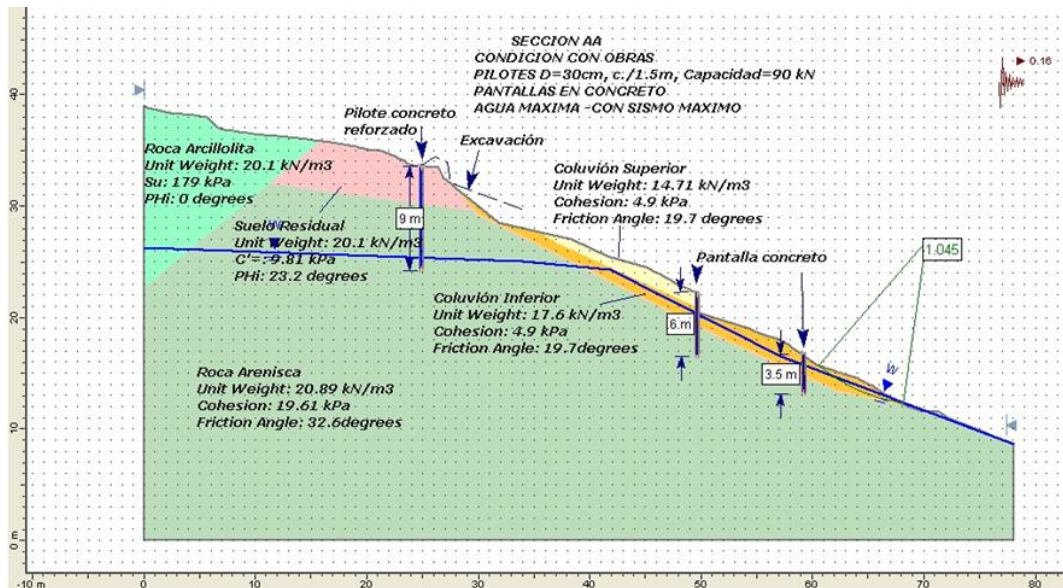


Figura 5.22 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de sismo extremo y agua máxima, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención

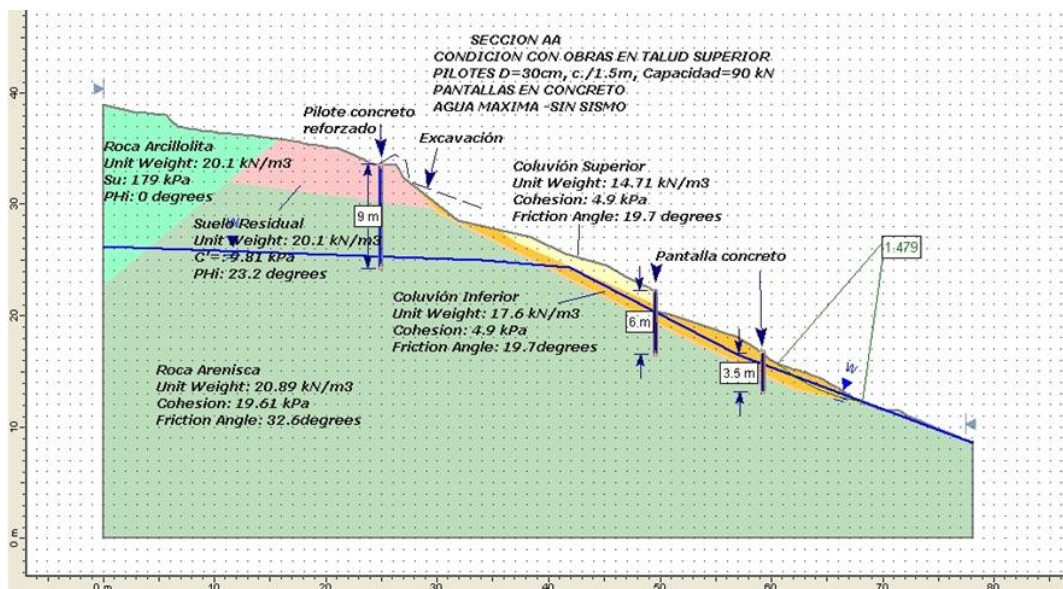


Figura 5.23 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de agua máxima y sin sismo, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención

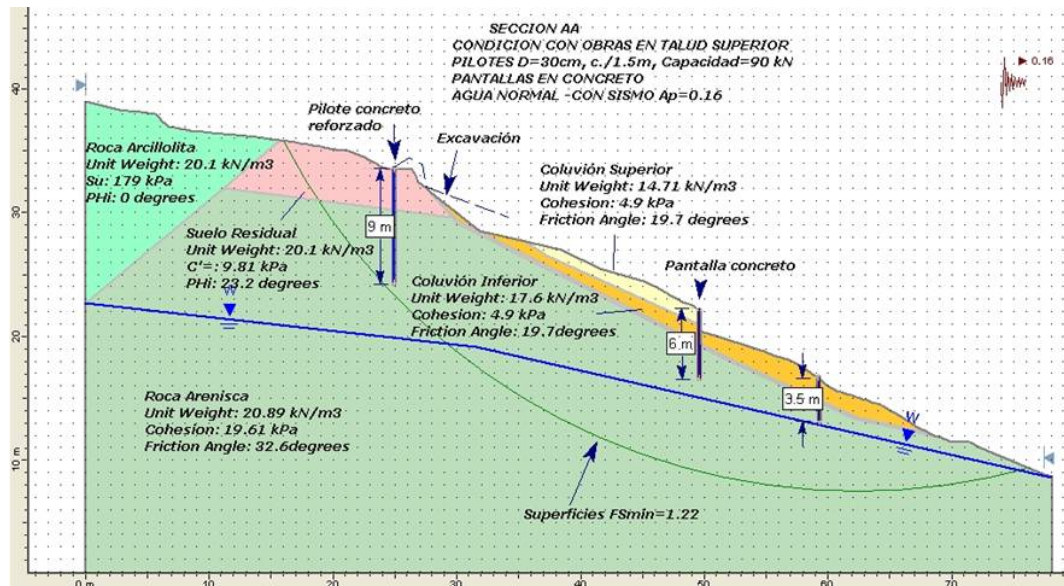


Figura 5. 24 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de agua normal y sismo, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención

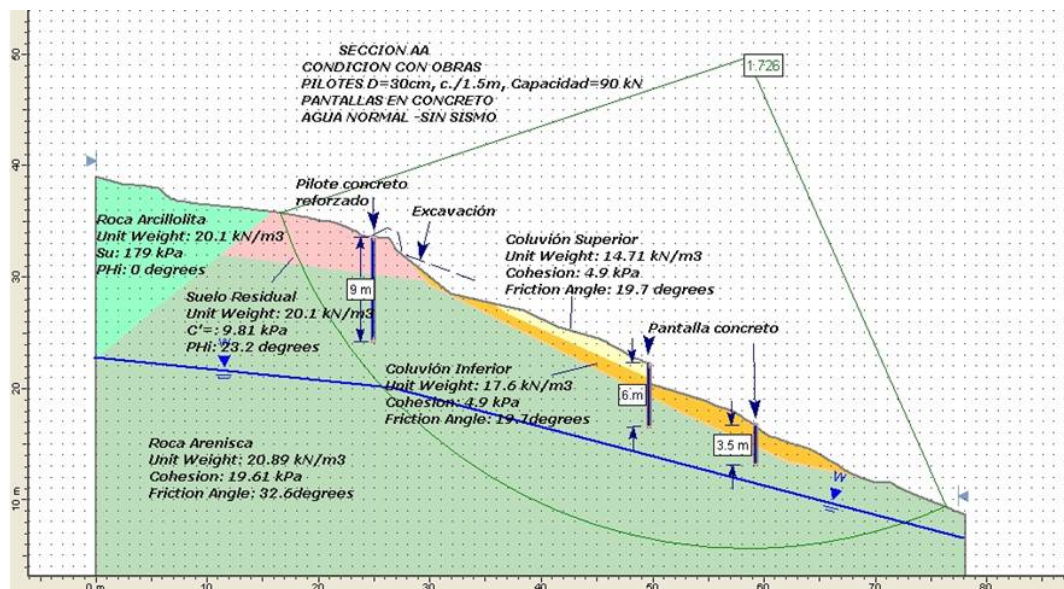


Figura 5. 25 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección AA para el caso de agua normal y sin sismo, con una serie de pilotes en la corona y dos muros de contención

Para la ladera a lo largo de la Sección BB se procedió de manera semejante a la descrita anteriormente para la Sección AA. En este caso, sin embargo, se encontró que la zona de la corona era más inestable y por lo tanto requería un mayor refuerzo. Así se encontró que para llegar a una situación de estabilidad aceptable para el caso más extremo de carga sísmica, se requieren pilotes con resistencia al esfuerzo cortante de 160 kN espaciados cada metro como lo indica la figura 5.26. Alternativamente, esta situación se puede lograr mediante dos series de anclajes con capacidad a la tensión de 360 kN cada uno, espaciados 1 metro horizontalmente tal como se muestra en la Figura 5.27.

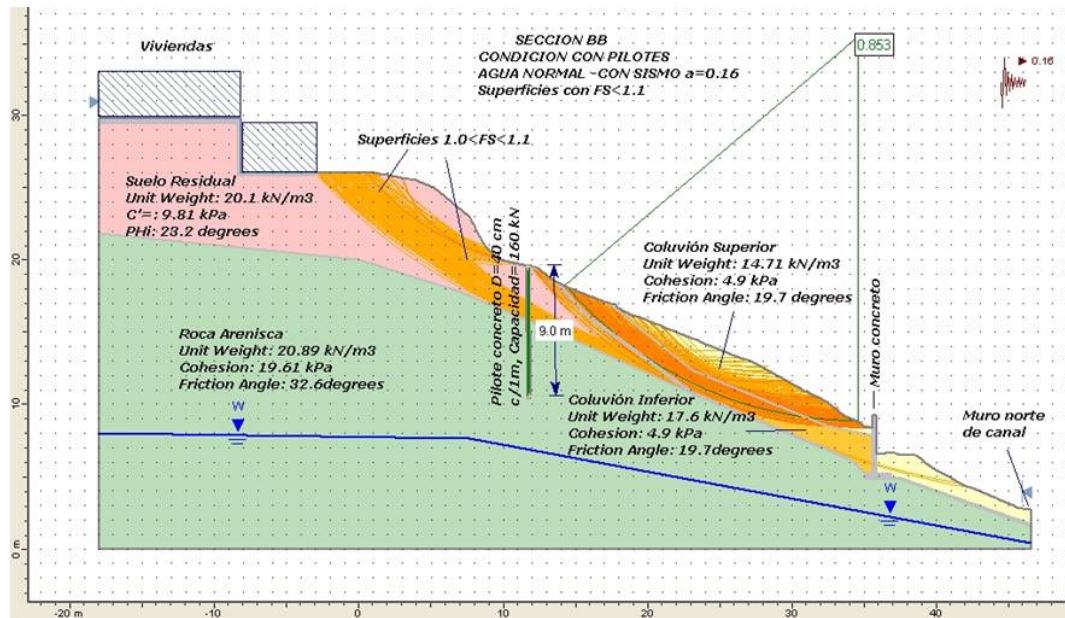


Figura 5. 26 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección BB para el caso de agua normal y sismo, con una serie de pilotes en la corona

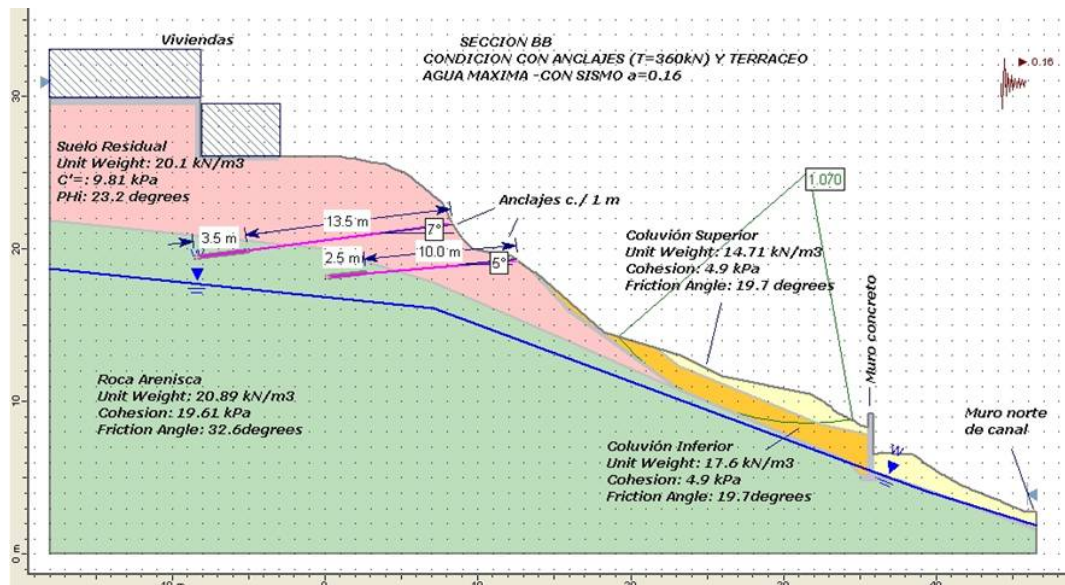


Figura 5. 27 Condición de estabilidad del talud a lo largo de la Sección BB para el caso de agua normal y sismo, con una serie de anclajes en el escarpe principal y otra en el talud arriba de la corona

Con relación al cuerpo del coluvión, su estabilidad para el caso extremo de un sismo se puede lograr mediante la reconfiguración del terreno. El análisis de esta medida se incluye en los resultados que se muestran en las figuras 4.26 y 4.27.

5.6 Diseño de medidas correctivas

Las distintas combinaciones de medidas de estabilización analizadas llevaron a proponer dos alternativas de obras. Ellas se diferencian esencialmente por el empleo de

pilotes o de anclajes en la corona de la sección BB. Las demás obras como son los drenajes, pilotes en la corona de la sección AA, muros de contención y reconformación del terreno serían las mismas en ambos casos. A continuación se presenta el diseño de cada obra para cada una de estas alternativas con los detalles que se presentan en los Planos 5.3 a 5.7.

5.6.1 Alternativa 1

Esta alternativa corresponde a las siguientes obras:

- Pilotes a lo largo de la corona
- Protección de talud con malla y concreto lanzado
- Muros de contención en el cuerpo del deslizamiento
- Reconformación de la geometría del cuerpo del deslizamiento
- Obras de drenaje
- Medidas complementarias para el control de la erosión y seguridad a peatones

- *Pilotes*

Tal como se muestra en las Figuras 5.26 y 5.26, la condición de estabilidad deseada a lo largo de las laderas definidas por las secciones AA y BB, se puede lograr mediante una serie de pilotes arriba de la corona del deslizamiento tal como se especifica en el Plano 5.3. De acuerdo con los análisis de estabilidad presentados en el numeral anterior y el análisis estructural para la resistencia al cortante y momento generados bajo las condiciones más críticas (ver Anexo -- Memorias de cálculo), se propone la serie de pilotes Tipo 1 y Tipo 2 que se muestran en los planos 5.7-B y 5.7-C respectivamente, con las características dadas en la Tabla 5.11. La parte superior de los pilotes se amarraría a una placa de concreto como se muestra en los planos.

Tabla 5. 11 Características de los pilotes Tipo 1 y Tipo 2

PILOTE TIPO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	ESPACIAMIENTO HORIZONTAL CENTRO A CENTRO	RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE (kN)
Tipo 1	9	0.50	1.0	90
Tipo 2	9	0.35	1.5	160

- *Protección del talud con malla y concreto lanzado*

Esta obra tiene por objeto proteger contra la erosión el talud al lado del muro de gaviones al norte del sendero peatonal que continúa a la Carrera 2 Este (ver Plano 5.3). Consiste de una limpieza superficial de material suelto y la posterior instalación de malla de acero sobre la cual aplicar una capa de concreto.

- *Muros de contención en el cuerpo del deslizamiento*

Esta obra corresponde a los dos muros que muestra la Figura 5.25 y que en el plano de obras (Plano 5.3) se identifican como Muro pantalla tipo 1 y Muro pantalla Tipo 2. En los análisis de estabilidad estos muros se toman en cuenta como elementos que

aumentan la resistencia a la fuerza cortante en el plano de falla, aunque estructuralmente actuarían como una viga en voladizo empotrada en este caso en la roca más resistente que subyace al coluvión. Como en el caso de los pilotes, el análisis de estabilidad y el posterior análisis estructural (ver Anexo E -- Memorias de cálculo) dieron lugar a definir las características de la Tabla 5.12 con los detalles que se presentan en el Plano 5.7-A.

Tabla 5. 12 Características de los muros de contención

PANTALLA TIPO	LONGITUD (m)	ESPESOR (m)	LONGITUD	RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE (kN)
Tipo 1	6	0.50	17.5	500
Tipo 2	3.5	0.50	19.0	500

- *Reconformación de la geometría del cuerpo del deslizamiento*

Esta obra se diseñó como medida complementaria a los muros de contención, de manera que se pudiera disminuir las dimensiones de estos. Las alturas de los cortes y taludes de los mismos se diseñaron en los mismos análisis de estabilidad que se presentan en las figuras 5.20 a 5.27. Manteniendo como límite los valores dados por estos análisis, se proponen la reconformación del cuerpo del deslizamiento con los taludes que se muestran en el Plano 5.3 y en las secciones del Plano 5.5 A.

- *Obras de drenaje*

Con las obras de drenaje se pretende interceptar los caudales que transitan por las calles y cunetas actuales. Estas obras se deben concertar con la EAAB, quien es responsable del manejo de las quebradas del distrito y en el caso particular, propietario de los canales a los cuales se pretende hacer el vertimiento de las aguas de escorrentía que se recojan en la ladera. Ellas incluyen las siguientes (ver Plano 5.3):

Canal Interceptor con Tapa (C1). Se propone la interceptación de caudales que escurren por las vías del sector mediante un canal de concreto de 40 cm x 40 cm de sección transversal, con rejilla que permita el paso de vehículos y peatones por el sector. La tapa puede ser de concreto reforzado o hierro. Existen tres dimensiones de canal C1 a saber:

- C1A: Canal rectangular de 40 cm x 40 cm S= 10% mínimo
- C1B: Canal rectangular de 40 cm x 70 cm S= 3.1% mínimo
- C1C: Canal rectangular de 40 cm x 60 cm S= 4% mínimo

El canal C1 vierte sus aguas a cajas colectoras disipadoras y los canales escalonados para el transporte de los caudales.

Canal Escalonado (C2). Se propone que los caudales interceptados en las vías así como aquellos que lleguen al canal por escurrimiento de aceras, zonas verdes y bajantes de cubiertas de las viviendas vecinas al sector y que tienen su salida a la calle, sean transportados mediante un canal de concreto de sección transversal rectangular de 40 cm x 40 cm, escalonado para disipar la energía. Este canal estará ubicado sobre el costado oriental de la calle y prosigue por el mismo costado hasta la corona del movimiento.

Así mismo, el canal C2 se emplea para el transporte de los caudales recolectados en la parte sur de la corona y que transitan por C1C de occidente a oriente.

Los canales C2 vierten sus aguas a pozos de caída que disipan la energía y transportan el caudal en pendientes mayores.

Canal Interceptor sin Tapa (C3). Se identifica como C3 el canal existente que transporta los caudales que escurren por las áreas verdes y senderos peatonales del costado occidental. Es un canal triangular de ancho 40 cm y alto 20 cm en concreto, el cual vierte sus aguas a C1C.

El estado del canal no es el óptimo pero puede ser funcional con reparaciones menores. Sin embargo esta obra de arte no es de elevado costo razón por la cual se recomienda su reemplazo total.

Cajas de Caída Desarenadoras (X1). Como transición en los largos tramos de canal se encuentran dispuestas cajas colectoras que contribuyen a disipar la energía de los caudales transitados.

Las cajas X1 son cuadradas de 50 cm x 50 cm y profundidad variable no mayor a 1.5 m.

Pozos de Caída (Pozo #). Se proyecta que los caudales de escorrentía sean colectados en pozos de caída capaces de amortiguar y transportan el agua por la fuerte pendiente entre la corona y el flanco izquierdo del movimiento donde se ubica el muro de contención y el canal para vertimiento final.

Los pozos cuyo diámetro interior es 1 m serán construidos en concreto reforzado y la altura de caída no será mayor a 3 m. Los pozos deberán contar con tapa y escalerillas que faciliten su limpieza y mantenimiento.

El Pozo 1 recibirá las aguas del drenaje de las cuencas norte y sur, estimado para un periodo de recurrencia de 100 años en 0.32 m³/s.

Entre los Pozos 3 y 4 se debe adecuar el paso del tubo de PVC por el muro de contención.

Entre el Pozos 4 y el Canal Sucre se debe adecuar el paso del tubo de PVC por el muro lateral del costado norte del mismo.

Como alternativa para evitar esta ultima adecuación, se construye al occidente el Pozo 5 para posteriormente hacer el vertimiento al Canal Sucre por la parte superior del muro lateral sobre el costado norte, sin necesidad de romper el mismo y anclándolo debidamente.

Estos tipos de entregas, deberán ser informadas, concertadas y autorizadas por la EAAB para evitar inconvenientes en un futuro.

Tuberías de conexión a pozo. Los pozos de caída estarán conectados por tubería PVC de diámetro 12", con longitudes no mayores a 8 m en la horizontal a excepción de la conexión alternativa del Pozo 4 con el Pozo 5 cuya distancia es 15 m.

Existe igualmente una tubería en PVC que deriva caudal de la cuneta existente entre los canales C2B y C2C, de diámetro 12" y pendiente mínima 9%, la cual vierte al Pozo 1.

Cuneta (C4). Para recoger las aguas que eventualmente escurran por el talud reconformado del escarpe principal del deslizamiento, se propone esta cuneta que descargará sus aguas en la caja desarenadora más cercana al occidente del coluvión. Esta cuneta tendría bajo su base un filtro que recogería las eventuales aguas infiltradas.

- *Obras complementarias*

Revegetación de taludes y rellenos. Tanto los taludes de corte como los rellenos y todas las áreas descubiertas deben ser protegidos superficialmente por medio de vegetación. La cobertura vegetal evita el arrastre de sólidos y la pérdida de suelo por la acción de las aguas de escorrentía, a la vez que enriquece el suelo y favorece el desarrollo de estratos superiores de vegetación. Adicionalmente, evita el efecto visual negativo que causan las áreas desprovistas de vegetación en el entorno.

En el proceso de revegetalización se deben tener en cuenta las siguientes actividades básicas:

- Adecuación del terreno.
- Preparación del terreno, arada y rastrillada manual o mecánica.
- Siembra de semillas gramíneas nativas de la región.
- Protección de las semillas con residuos vegetales.
- Fertilización y riego durante los primeros tres meses de crecimiento.

Para la empradización se recomienda el pasto kikuyo (*Penisetum clandestinum*) porque es un tipo de planta efectivo para el control de la erosión; germina y crece rápido y suministra una cobertura densa; este pasto tiene la ventaja de estar bien adaptado a las condiciones ambientales del área y se puede sembrar por estolones, el cual consiste en la siembra de plántulas en los sitios definitivos, después de haber realizado la estabilización geotécnica de los taludes y posterior restitución del suelo.

Los estolones a plantar deben presentar como mínimo una sección de 15 cm, en el cual esté ubicado por lo menos una hoja, nudo, o yema. Estas secciones se plantarán cada 30 cm, mediante el sistema triángulo o tresbolillo. Para que se garantice el prendimiento de los estolones, se debe disponer de riego a menos que se esté en una época lluviosa. Se debe colocar tres tallos o trozos por sitio en forma continua, para luego tapar de tal manera que queden dos o tres entrenudos inferiores cubiertos y el follaje descubierto. Una vez recubierto con pasto el talud, se recomienda sembrar especies de crecimiento reptante o rastrero, aptas para afianzar los primeros milímetros de suelo, claves en el control de erosión tales como *Befaria resinosa*, *Myrica parvifolia*, *Muehlenbeckia thamnifolia*, *Rubus bogotensis*.

En los descoles del talud, se pueden plantar herbáceas de raíces profundas y superficiales como *Cortaderia nitida* con distancias entre sí de 50 cm. Para los taludes puede utilizarse herbáceas resistentes a bajas condiciones de nutrientes combinadas con arbustos, así: *Puya nitida* + *Gaultheria erecta*; *Cortaderia nitida* + *Myrica parvifolia*. (a 60 cm de distancia entre sí).

También es conveniente el establecimiento de especies de tipo arbustivo como *Baccharis* spp (para taludes de suelos arcillosos), *Diplostephium rosmarinifolium* (para taludes de suelos arenosos), *Solanum* spp (para taludes con suelos arcillosos), *Dodonaea viscosa* (para taludes de roca compacta) especies que dinamizan el desarrollo a una etapa posterior de la sucesión (dinamogenéticas), con distancias entre sí de 80 - 100 cm. La implementación de estos tratamientos permiten emprender una restauración que una vez iniciada artificialmente, se retroalimenta positivamente y por sí sola. En este punto radica su ventaja fundamental con respecto a las técnicas tradicionales, las cuales dependen de insumos y subsidios constantes y, en el mejor de los casos, aseguran la cobertura para un corto plazo y sólo en los medios menos severos.

- *Obras de prevención de accidentes*

Para efectos de prevenir accidentes, se recomienda que alrededor de todo el borde de la corona del movimiento se construya una cerca en malla, o mediante bolardos y cadenas.

5.6.2 Alternativa 2

Esta alternativa corresponde a las siguientes obras cuya localización en planta se muestra en el Plano 5.4:

- Muros con anclajes
- Pilotes Tipo 2
- Muros de contención en el cuerpo del deslizamiento
- Reconformación de la geometría del cuerpo del deslizamiento
- Obras de drenaje
- Medidas complementarias para el control de la erosión y seguridad a peatones

Muros con anclajes. Como alternativa a los pilotes en la corona del deslizamiento sobre la Sección BB, se propone las dos series de anclajes que se muestran en los Planos 5.4 y 5.5-B. La longitud y resistencia de estos anclajes fueron el resultado de los análisis de estabilidad para la condición más crítica que muestra la Figura 5.27. Las características generales de estos anclajes son las dadas en la Tabla 5.13. Estos anclajes se diseñaron considerando su integración estructural a módulos de concreto reforzado de 3 metros de ancho por 2.5 m de altura tal como se indica en el Plano 5.7-D.

Tabla 5. 13 Características generales de los anclajes

PANTALLA TIPO	ALTURA PROMEDIO (m)	ESPESOR (m)	LONGITUD	RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE (kN)
Tipo 1	6	0.50	17.5	500
Tipo 2	3.5	0.50	19.0	500

Las demás obras como son los Pilotes tipo 2, los muros de contención en el cuerpo del deslizamiento, la reconformación de la geometría del cuerpo del deslizamiento, las obras de drenaje y medidas complementarias para el control de la erosión y seguridad a peatones, guardan el mismo diseño que la Alternativa 1.

5.6.3 Plan constructivo

Para la construcción de las obras se recomienda el siguiente orden constructivo, bajo las especificaciones dadas en el Anexo D.:

- Alternativa 1
 - a. Construcción de pilotes Tipo 1
 - b. Construcción de pilotes Tipo 2
 - c. Adecuación y construcción de obras de drenaje en la zona arriba de los pilotes y por fuera de la zona de deslizamiento

- d. Reconformación de terreno arriba del Muro-pantalla Tipo 1. Esta reconformación debe realizarse de arriba hacia abajo, es decir comenzando con el talud más cercano a la zona de pilotes
- e. Construcción de Muro-pantalla Tipo 1
- f. Reconformación del terreno abajo del Muro-pantalla Tipo 1. Esta reconformación debe realizarse de arriba hacia abajo.
- g. Construcción del Muro-pantalla Tipo 2
- h. Construcción de obras para prevención de accidentes

Al tiempo con las actividades 4) y 5) se deben construir las obras de drenaje dentro de la zona del coluvión. En todo caso, durante la construcción se debe controlar el ingreso de aguas de escorrentía al cuerpo del coluvión bien sea con las obras de drenaje propuestas, o con drenajes temporales.

Las medidas complementarias como son la revegetalización de los taludes se deben realizar inmediatamente después de terminado el talud correspondiente.

- Alternativa 2

- a. Construcción de anclajes Tipo 1. Esta incluye la adecuación del talud según detalles de planos
- b. Construcción de pilotes Tipo 2. Esta incluye la adecuación del talud según detalles de planos
- c. Adecuación y construcción de obras de drenaje en la zona arriba de los pilotes y anclajes por fuera de la zona de deslizamiento
- d. Reconformación de terreno arriba del Muro-pantalla Tipo 1. Esta reconformación debe realizarse de arriba hacia abajo, es decir comenzando con el talud más cercano a la zona de anclajes y pilotes
- e. Construcción de Muro-pantalla Tipo 1
- f. Reconformación del terreno abajo del Muro-pantalla Tipo 1. Esta reconformación debe realizarse de arriba hacia abajo
- g. Construcción del Muro-pantalla Tipo 2
- h. Construcción de obras preventivas de accidentes

Al tiempo con las actividades 4) y 5) se deben construir las obras de drenaje dentro de la zona del coluvión. En todo caso, durante la construcción se debe controlar el ingreso de aguas de escorrentía al cuerpo del coluvión bien sea con las obras de drenaje propuestas, o con drenajes temporales.

Las medidas complementarias como son la revegetalización de los taludes se deben realizar inmediatamente después de terminado el talud correspondiente.

5.7 Costos de obras

De acuerdo con los planos de diseño se evaluaron las cantidades de obra y precios unitarios para cada un de las alternativas de obras propuestas. Ello se presenta en las Tablas 5.14 y 5.15.

Tabla 5. 14 Cantidades de obra y Presupuesto - Alternativa 1

CANTIDADES DE OBRAS Y PRESUPUESTO PRELIMINAR PARA LAS						
OBRAS DE MITIGACIÓN DEL PROYECTO SAN MARTÍN DE PORRES ZONA 2 - Alternativa 1						
	ITEM	UND	CANTIDAD	ValorUnitario	Valor Parcial	Valor Total
1.1	Excavación en material común - conformación de taludes. (incluye retiro)	M3	470	\$ 18,000.00	\$ 8,460,000.00	\$ 8,460,000.00
1.2	Obras Hidráulicas, incluye excavación y retiro					
	C2	ML	39	\$ 122,500.00	\$ 4,777,500.00	
	C1A	ML	5.5	\$ 130,000.00	\$ 715,000.00	
	C1B	ML	5	\$ 145,000.00	\$ 725,000.00	
	C1C	ML	14	\$ 140,000.00	\$ 1,960,000.00	
	C3	ML	25	\$ 65,000.00	\$ 1,625,000.00	
	C4(incluyendo sub-dren)	ML	40.5	\$ 175,000.00	\$ 7,087,500.00	
	Tubería PVC 12"	ML	31	\$ 136,000.00	\$ 4,216,000.00	
	Cajas	UND	5	\$ 400,000.00	\$ 2,000,000.00	
	Pozos	UND	3	\$ 610,000.00	\$ 1,830,000.00	
	Arreglos por daños a tubería existente	GLB.			\$ 500,000.00	\$ 25,436,000.00
1.3	Obras de Contención					
	Alternativa 1					
	Pilotes Tipo1					
	Perforación	ML	192.5	\$ 250,000.00	\$ 48,125,000.00	
	Concreto	M3	47.72	\$ 420,000.00	\$ 20,042,400.00	
	Refuerzo	kg	5710	\$ 2,320.00	\$ 13,247,200.00	
	Pilotes Tipo2					
	Perforación	ML	78.75	\$ 250,000.00	\$ 19,687,500.00	
	Concreto	M3	12.8	\$ 420,000.00	\$ 5,376,000.00	
	Refuerzo	kg	1657	\$ 2,320.00	\$ 3,844,240.00	
	Protección del Talud Superior	M3	2.3	\$ 420,000.00	\$ 966,000.00	
	Muro de contención Tipo 1					
	Concreto	M3	46	\$ 420,000.00	\$ 19,320,000.00	
	Refuerzo	kg	3507	\$ 2,320.00	\$ 8,136,240.00	
	Muro de contención Tipo 2					
	Concreto	M3	29	\$ 420,000.00	\$ 12,180,000.00	
	Refuerzo	kg	1616	\$ 2,320.00	\$ 3,749,120.00	
					SubTotal	\$ 188,569,700.00
1.4	A.I.U.	%	25		\$ 47,142,425.00	
					Total	\$ 235,712,125.00

Tabla 5. 15 Cantidades de obra y Presupuesto - Alternativa 2

CANTIDADES DE OBRAS Y PRESUPUESTO PRELIMINAR PARA LAS						
OBRAS DE MITIGACIÓN DEL PROYECTO SAN MARTÍN DE PORRES ZONA 2 - Alternativa 2						
	ITEM	UND	CANTIDAD	ValorUnitario	Valor Parcial	Valor Total
1.1	Excavación en material común - conformación de taludes.	M3	470	\$ 17,500.00	\$ 8,225,000.00	\$ 8,225,000.00
1.2	Obras Hidráulicas					
	C2	ML	39	\$ 122,500.00	\$ 4,777,500.00	
	C1A	ML	5.5	\$ 130,000.00	\$ 715,000.00	
	C1B	ML	5	\$ 145,000.00	\$ 725,000.00	
	C1C	ML	14	\$ 140,000.00	\$ 1,960,000.00	
	C3	ML	25	\$ 65,000.00	\$ 1,625,000.00	
	C4(incluyendo sub-dren)	ML	40.5	\$ 175,000.00	\$ 7,087,500.00	
	Tubería PVC 12"	ML	31	\$ 136,000.00	\$ 4,216,000.00	
	Cajas	UND	5	\$ 400,000.00	\$ 2,000,000.00	
	Pozos	UND	3	\$ 610,000.00	\$ 1,830,000.00	
	Arreglos por daños a tubería existente	GLB.			\$ 500,000.00	\$ 25,436,000.00
1.3	Obras de Contención Alternativa 2					
	Pilotes Tipo2					
	Perforación	ML	78.75	\$ 250,000.00	\$ 19,687,500.00	
	Concreto	M3	12.8	\$ 420,000.00	\$ 5,376,000.00	
	Refuerzo	kg	1657	\$ 2,320.00	\$ 3,844,240.00	
	Anclaje Tipo1					
	Placa de concreto	M3	6.65	\$ 500,000.00	\$ 3,325,000.00	
	Anclajes	ML	237.5	\$ 300,000.00	\$ 71,250,000.00	
	Anclaje Tipo2					
	Placa de concreto	M3	4.2	\$ 500,000.00	\$ 2,100,000.00	
	Anclajes	ML	187	\$ 300,000.00	\$ 56,100,000.00	
	Muro de contención Tipo 1					
	Concreto	M3	46	\$ 420,000.00	\$ 19,320,000.00	
	Refuerzo	kg	3507	\$ 2,320.00	\$ 8,136,240.00	
	Muro de contención Tipo 2					
	Concreto	M3	29	\$ 420,000.00	\$ 12,180,000.00	
	Refuerzo	kg	1616	\$ 2,320.00	\$ 3,749,120.00	
					SubTotal	\$ 238,729,100.00
1.4	A.I.U.	%	25		\$ 59,682,275.00	
					Total	\$ 298,411,375.00

5.8 Análisis de Vulnerabilidad Física

Con el propósito de evaluar cualitativamente la vulnerabilidad física de las edificaciones en los alrededores del sitio del deslizamiento, se examinó visualmente cada una de ellas ubicadas entre la Carrera 2a. Este y la Vía Principal del Barrio Pardo Rubio y entre las calles 43 y 44. Este levantamiento se consignó en el "FORMULARIO PARA LA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD POR REMOCIÓN DE MASA". El detalle de la información recopilada en este formulario y el respectivo registro fotográfico para cada edificación se adjuntan en el Anexo F.

La evaluación de las edificaciones se puede resumir como sigue:

- a. Las viviendas distribuidas de occidente a oriente distinguidas con la siguiente nomenclatura:
 - Calle 43 No. 2-14 Interior 2
 - Calle 43 No. 2-16 Interior 1
 - Calle 43 No. 2-18
 - Calle 43 No. 2-20
 - Calle 43 No. 2-22
 - Calle 43 No. 2-24 Interior 1 e Interior 2
 - Calle 43 No. 2-30
 - Calle 43 No. 2-36 Interior 1, Interior 2 e Interior 3

La condición estructural de estas edificaciones presentan en conjunto la características de buen funcionamiento, pues todas están construidas con entrepisos en placa, vigas y columnas en concreto reforzado, de acuerdo con la información suministrada por los vecinos y lo que es detectable a simple vista. La información de residentes (muchos de ellos maestros y/o obreros de la construcción), indican que los cimientos consistentes de zapatas y vigas de amarre, están apoyados sobre suelo firme. Se exceptúa la vivienda identificada como Calle 43 No. 2-30, la cual no tiene estructura en concreto reforzado sino muros de mampostería sobre cimiento en concreto ciclópeo; sin embargo, no se notó deterioro alguno en la edificación.

- b. El colegio distrital San Martín de Porres, ubicado en la Transversal 2a. Este No. 42-07 es una estructura en concreto reforzado de tres (3) pisos, que se ve en buen estado salvo alguna fisuras en la fachada norte. Recientemente (en 01/05/06) tuvo problemas por un deslizamiento en el costado oriental de la edificación que se controló con gaviones. En general, no se ven otros defectos producidos por el movimiento de tierras del deslizamiento arriba de la Vía Principal. Existe dentro de los predios de la Institución educativa una pequeña edificación, que de acuerdo con información de las autoridades del establecimiento, es ocupado esporádicamente por los sacerdotes del Seminario del Calazanz.
- c. Las edificaciones paralelas a la calle 44 y sin nomenclatura, pertenecen todas a la vivienda identificada con la dirección Carrera 2a. Este No. 44-30. Esta edificación está cimentada en concreto ciclópeo sobre un muro que presenta algunos agrietamientos en su parte más alta en su costado sur y que en caso de fallar, podría afectar la vivienda distinguida con la dirección Carrera 2 a. Este

No. 43-48. La vivienda mencionada al principio, presenta algunos daños en muros y pisos interiores. Podría eventualmente presentar problemas si se producen movimientos del suelo muy cercanos.

d. Las viviendas ubicadas de norte a sur distinguidas con la siguiente nomenclatura:

- Carrera 2a. Este No. 43-48
- Carrera 2a. Este No. 43-30 Interior 1

Están en una situación muy comprometida; la primera, por lo que se mencionó en el numeral c y porque su cimentación está sobre un relleno muy precario sostenido con madera y la segunda, por la afectación que le puede ocasionar una falla de la vivienda distinguida con el número 43-48 e igualmente por la mala cimentación que se observa para esta casa.

e. Las vivienda distinguida con la dirección Transversal 2a. Este No. 43-10 está en una condición bastante desfavorable, pues su estructura es muy deficiente y en mal estado y se ubica en un terreno bastante inclinado hacia el deslizamiento de la parte baja de la Carrera 2a. Este. Esta vivienda, de un modo apreciativo, puede ser muy vulnerable a efectos de remoción en masa.

f. De las siguientes viviendas, distinguidas como interiores de la dirección Carrera 2a. Este No. 43-30, se puede afirmar lo siguiente:

- Interior 2: Estructura de dos pisos y cubierta en concreto, actualmente en construcción con pórticos de concreto reforzado, placas y vigas, cimentación sobre zapatas, colocadas sobre suelo firme. Se ve una buena estructura. No parece estar afectada por ningún asentamiento.
- Interiores 4 y 5: Casas prefabricadas confinadas por la estructura del interior 2 y colindante con el Colegio. Por la zona de colindancia con Institución educativo, presentan algunas filtraciones, posiblemente provenientes del colegio. No presenta daños por posibles movimientos del terreno.

g. La vivienda con dirección Calle 43 # 2-20 Este, es una de las que pueden ser más afectadas por movimientos en masa de suelos, pues está colocada sobre un suelo aparentemente muy erosionable y muy cercana a la falla debajo de la carrera 2a. Este. Se encuentra más abajo de esta edificación, una casa a la cual ya se le construyó un muro con gaviones, señal evidente de que esta vivienda puede ser muy afectada.

h. La vivienda con dirección Carrera 2a. Este No. 44-15, aunque es colindante con la anterior, parece no estar tan comprometida, pues aparentemente está cimentada sobre un mejor suelo; sin embargo, presenta en su interior algunos agrietamientos en sus pisos.

Como se puede apreciar de esta descripción cualitativa, solamente las viviendas con las siguientes direcciones pueden ser afectadas por movimientos en masa:

- Carrera 2a. Este No. 44-30

- Carrera 2a. Este No. 44-15
- Calle 43 # 2-20 Este
- Carrera 2a. Este No. 43-48
- Carrera 2a. Este No. 43-30 Interior 1
- Transversal 2a. Este No. 43-10

Las demás aparentemente no presentan condiciones que generen daño por movimientos del suelo. Esto puede ser cierto si se cumple que estén bien cimentadas sobre terreno firme y cuenten con una estructura adecuada, como lo afirmaron los propietarios.

En lo que respecta a la institución educativa, sería importante que se estableciera si tiene o no estudio de vulnerabilidad sísmica, dada su importancia por ser una edificación que alberga aproximadamente 400 estudiantes durante sus horas de trabajo.

En el Plano 5.8 se presenta la clasificación de vulnerabilidad de acuerdo con esta evaluación. Como se puede observar en este plano, algunas viviendas alrededor de la corona de la zona inestable presentan una vulnerabilidad alta debido tanto a la deficiencia estructural como a la posibilidad de ser afectadas por la falla del terreno, particularmente para el caso de ocurrencia de un sismo. En estos casos, una de las medidas para reducir el riesgo sería el reforzamiento estructural de las mismas, aunque por supuesto ello no garantiza su estabilidad frente a la eventual falla del terreno por deslizamiento. De manera que para reducir el riesgo por deslizamiento necesariamente deben realizarse las obras propuestas, o alternatively eludir tal situación desalojando las viviendas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La zona del estudio que para efectos de los análisis se dividió en dos (Zona 1 y Zona 2), se encuentra dentro de la llamada Zona de Piedemonte en la microzonificación sísmica de Bogotá y tiene características que la hacen muy susceptibles a los deslizamientos. Entre ellas se pueden mencionar aquellas propias a su naturaleza como son las pendientes, la ocurrencia de depósitos de antiguos y recientes materiales deslizados, los contrastes de materiales débiles de suelos sobre materiales rocosos más duros y la pluviosidad de la zona, entre otras. Por otra parte, el mal manejo que históricamente se le ha dado a las laderas permitiendo su uso como zonas de explotación de materiales y su posterior ocupación urbana con todas las obras y cambios de las condiciones naturales que ello conlleva, han contribuido no solo a aumentar esa susceptibilidad intrínseca sino a actuar como factores desencadenantes de movimientos en masa. De esta manera, la inestabilidad de las laderas en los dos sitios analizados también obedece en términos generales a estas mismas características.

Desde el punto de vista geológico, en el sector estudiado y alrededores afloran rocas de la Formación Guaduas compuesta por la alternancia de estratos arcillosos y arenosos. Cubriendo estas rocas se encuentran depósitos poco consolidados de tipo coluvial de diferentes espesores. Tectónicamente el sector se ubica sobre el flanco occidental invertido de un anticlinal fallado (Falla de Bogotá), lo cual indica que el macizo rocoso debe estar fuertemente fracturado y poseer una permeabilidad secundaria alta.

Hidrológicamente, el sector de estudio se encuentra en una zona de alta pluviosidad con relación a la zona plana de la Sabana de Bogotá. Aunque en el sitio no se cuenta con estaciones hidrometeorológicas que permitan datos más precisos, a partir de datos de otras estaciones se estimó que la precipitación media anual puede estar entre los 940 y 980 mm, con precipitaciones máximas en 24 horas que pueden llegar a los 129 mm. Esta zona igualmente hace parte de la cuenca hidrográfica del río Arzobispo pero lamentablemente la ocupación del suelo ha llevado a una fuerte alteración de los cursos naturales, que como en el caso de la denominada Zona 1 de este estudio, se han rellenado con materiales de escombros.

Aparte de estas conclusiones generales, se presentan en seguida las conclusiones y recomendaciones particulares para cada uno de los dos sitios estudiados.

Conclusiones y recomendaciones para la Zona 1

El análisis de estabilidad de la Zona 1 lleva a concluir lo siguiente:

- a) El deslizamiento ocurrido en esta zona fue del tipo compuesto, con una superficie de falla rotacional bien definida por el escarpe principal y una componente relativamente plana desde el centro del movimiento hasta el pie del mismo en donde afloró a la superficie en el contacto suelo-roca.
- b) La masa de suelo se desplazó solo unos pocos metros y a una velocidad no muy rápida por lo que sus efectos no fueron tan catastróficos, no obstante que alcanzó a obstruir parcialmente algunas estructuras hidráulicas localizadas al pie del movimiento.
- c) El movimiento involucró un material misceláneo compuesto por materiales de construcción mezclados con materia orgánica y suelos arcillo-limosos, todos ellos depositados artificialmente dado que el sitio se utilizaba como botadero

d) Las causas del movimiento fueron varias, pero entre las principales se pueden mencionar la disposición antitécnica de los materiales, la obstrucción de una corriente natural de agua y la total ausencia de un drenaje superficial y subsuperficial adecuados. Como factor detonante se puede señalar al agua de lluvias infiltrada, la cual aumentó la presión de poros del agua y redujo la resistencia al corte del material de relleno que ya era bastante débil.

e) A la fecha de este estudio el sitio continúa siendo inestable, aunque la obra de emergencia construida y la disminución de las lluvias han contribuido a mejorar estas condiciones. Sin embargo, a menos que se implemente alguna de las alternativas de obras definitivas propuestas, es muy probable que con nuevas lluvias se reactive el movimiento. Una situación muy grave podría darse en caso de ocurrencia de un sismo.

De acuerdo con los resultados de los análisis se recomienda:

- a) Realizar a la mayor brevedad posible las obras diseñadas
- b) Construir las obras en tiempo de verano, pero en todo caso prever obras temporales de manejo de aguas superficiales de manera que la zona de deslizamiento se mantenga lo más seca posible. Más aún si la obra se realiza en época invernal
- c) Ya que las dos alternativas de estructuras de contención tendrían un efecto similar en el mejoramiento de la estabilidad del deslizamiento, se recomienda la alternativa 2 por ser la más económica. En este caso se mantendrían las demás obras como son los terracedos, obras hidráulicas y cobertura vegetal final de la zona.
- d) Para la construcción de las obras hidráulicas se deberá consultar con la EAAB
- e) El sitio y sus alrededores no deberían emplearse más que para recreación pasiva y constitución de un bosque protector con especies nativas
- f) Implementar en lo posible una estación meteorológica para la zona
- g) Desde este momento hasta algún tiempo después de realizadas las obras mantener un plan de monitoreo de desplazamientos y niveles de agua subterránea. Ello servirá tanto para alertar ante cualquier comportamiento peligroso de la masa inestable, como para evaluar la efectividad de las obras que se realicen

De manera particular para las obras diseñadas y sistema constructivo se recomienda lo siguiente:

- Ampliar la sección hidráulica del cruce de la quebrada bajo la vía a Calazans acorde con las crecientes estimadas para reducir la posibilidad de desborde.
- La primera actividad a llevar a cabo, es la construcción del sistema perimetral de cunetas propuesto en los diseños con el fin de minimizar el flujo de agua superficial hacia la zona inestable. Esta medida deberá ser complementada con el sellamiento de las grietas detectadas en la parte superior del talud.
- El terracedo del talud se debe iniciar de arriba hacia abajo, previa la construcción de las cunetas de manera que se evite el flujo de agua superficial al talud en el evento de una lluvia fuerte. Una vez construidos los taludes finales se deberá proceder inmediatamente a la protección de los taludes, mediante las especies recomendadas en el capítulo de usos.
- El proceso de terracedo deberá complementarse con la repoblación forestal

- El restablecimiento de la cobertura vegetal se debe realizar una vez terminadas las obras de estabilización y teniendo en cuenta que según el tipo de vegetación, ésta puede suponer una sobrecarga sobre la ladera, que puede dar lugar a un incremento de la inestabilidad. Sin embargo, el que la sobrecarga debida a la vegetación tenga un efecto positivo o negativo depende de la geometría de la pendiente, de la distribución de la vegetación y de las características del suelo. La sobrecarga adicional supone un incremento de la componente tangencial del peso del suelo pero, a la vez, su componente normal hace crecer la resistencia al desplazamiento por fricción; así, el efecto dependerá del balance entre estos dos aspectos. Por lo tanto, la selección de las especies y el sistema de trazado debe estar acorde con las condiciones litológicas, topográficas y edáficas.
- El suelo orgánico resultante de las excavaciones para cimentar las obras propuestas debe ser almacenado en un sitio previamente acondicionado para tal fin, de tal maneja que concluidas las obras propuestas, éste se pueda disponer con facilidad sobre los taludes, bermas y sitios disturbados por la construcción de las obras como paso previo para adelantar un proceso de empedradización que además de protegerlo de los agentes erosivos, ayude a mejorar las condiciones ambientales y estéticas del área.
- El kikuyo (*Penisetum clandestinum*) constituyen un tipo de planta efectivo para el control de la erosión; germina y crece rápido y proveen una cobertura densa; este pasto tiene la ventaja de estar bien adaptado a las condiciones ambientales del área y se puede sembrar por estolones, el cual consiste en la siembra de plántulas en los sitios definitivos, después de haber realizado la estabilización geotécnica de los taludes y posterior restitución del suelo.
- Una vez recubierto con pasto el talud, se recomienda sembrar especies de crecimiento reptante o rastrero, aptas para afianzar los primeros centímetros de suelo, claves en el control de erosión tales como *Befaria resinosa*, *Myrica parvifolia*, *Muehlenbeckia thamnifolia*, *Rubus bogotensis*.
- En los descoles del talud, se pueden plantar herbáceas de raíces profundas y superficiales como *Cortaderia nitida* con distancias entre sí de 50 cm. Para las terrazas puede utilizarse herbáceas resistentes a bajas condiciones de nutrientes combinadas con arbustos, así: *Puya nitida* + *Gaultheria erecta*; *Cortaderia nitida* + *Myrica parvifolia*. (a 60 cm de distancia entre sí). También es conveniente el establecimiento de especies de tipo arbustivo como *Baccharis* spp (para taludes de suelos arcillosos) *Diplostephium rosmarinifolium* (para taludes de suelos arenosos) *Solanum* spp (para taludes con suelos arcillosos) *Dodonaea viscosa* (para taludes de roca compacta) especies que dinamizan el desarrollo a una etapa posterior de la sucesión, con distancias entre sí de 80 - 100 cm.
- En la medida que se dejen los taludes finales se deberá implementar la construcción de las trincheras drenantes y cunetas ubicadas en la parte superior de las mismas. Las trincheras drenantes tendrán una profundidad de 3.0 metros y dependiendo del material involucrado se puede requerir el apuntalamiento de las paredes de la excavación, para lo cual el constructor deberá contar con el equipo necesario para esta eventualidad. Debido a que esta zona se caracteriza por ser muy húmeda, es bastante factible el flujo de agua subterránea hacia la excavación, motivo por el cual esta actividad de debe realizar en el menor tiempo posible, y el constructor deberá contar con

el equipo de bombeo, el cual además de ser de gran capacidad, se obligará a contar con grandes mangueras, para la evacuación del agua hacia el canal ubicado en la parte inferior del deslizamiento.

- Debido a que la excavación es susceptible de desplomarse en tramos largos, la construcción de la trinchera se realizará en tramos cuya longitud no supere los 3.0 metros.
- La construcción de las trincheras drenantes en la base de las bermas deberá ir acompañada de la construcción de la trinchera principal (la que atraviesa el deslizamiento de oriente a occidente y entrega al canal del acueducto), para el rápido abatimiento del nivel freático, ya que de lo contrario se pueden generar acumulaciones importantes de agua en los mismos.
- Si durante el perfilado de los taludes, se presentan lluvias fuertes, el constructor deberá proteger los taludes de manera inmediata contra la acción erosiva del agua, para el cual deberá contar con plásticos impermeables para la protección del talud.
- Es importante que durante el terraceo, se sigan las indicaciones de los planos de diseño, sobre todo con el talud colindante con la carretera de acceso al seminario, ya que si las excavaciones se acercan demasiado a la carretera, se pueden generar graves problemas de estabilidad de la misma.
- Para corroborar la efectividad de los trabajos adelantados, se recomienda dejar instaladas una serie de mojones superficiales, con el fin de periódicamente medir eventuales desplazamientos del talud. Esta medida se debe complementar con la instalación de tres piezómetros tipo Casagrande, con el fin de verificar un adecuado abatimiento del nivel freático.
- Si durante la fase constructiva se detectan condiciones del subsuelo diferentes a las estipuladas en el presente estudio, se deberá informar a C. I. Ambiental de manera inmediata para hacer los ajustes necesarios al diseño.
- Finalmente se recomienda llevar a cabo la totalidad de las obras, ya que estructuras aisladas no garantizan la estabilidad global de la obra.

Conclusiones y recomendaciones para la Zona 2

El análisis de la Zona 2 lleva a concluir y recomendar lo siguiente:

- a) A diferencia de la Zona 1, en esta zona se encuentran dos grandes unidades geológicas: al oriente domina una roca intermedia que corresponde a una arenisca de grano fino a medio con delgadas intercalaciones de limonita y arcillolita; mientras al occidente y casi en el límite de una zona de deslizamiento se encuentra una roca blanda conformada por arcillolita blanda con delgadas intercalaciones de arenisca.
- b) En la unidad de roca blanda se distinguieron dos movimientos en masa uno más antiguo que el otro. Al parecer, la construcción de un muro de contención en la parte baja del predio obedeció al primero de estos movimientos.
- c) Los resultados de los análisis de estabilidad muestran que la zona oriental del terreno en la unidad de roca intermedia, es relativamente estable aún en condiciones de sismo. Por su parte, la zona occidental afectada por los dos deslizamientos es bastante inestable.
- d) La topografía de la zona afectada por movimientos en masa y la exploración del subsuelo dieron lugar a inferir que el deslizamiento más activo responde a un mecanismo de falla traslacional de suelo residual. Se estima que entre las causas

de este movimiento estén: alta pendiente del terreno, contraste de resistencia entre suelo residual débil y roca subyacente algo más fuerte, infiltración de aguas lluvias superficiales por manejo deficiente de drenaje, sobrecarga por material de botadero.

- e) La estabilización de la zona occidental cercana a los dos deslizamientos requiere de dos grandes tipos de obras: Unas para garantizar la estabilidad del terreno por detrás de la corona de los deslizamientos, y otras para estabilizar el cuerpo mismo de los deslizamientos. Los análisis de estabilidad a lo largo de dos secciones tipo dieron lugar a proponer dos alternativas de obras para tratar ambos casos. El escogimiento de alguna de estas alternativas depende no solo de los costos estimados para cada una, sino también de la conveniencia constructiva que determine la DPAE.
- f) El análisis de vulnerabilidad física de las edificaciones localizadas dentro del terreno analizado muestra que la mayoría de ellas guardan una condición estructural favorable. Sin embargo, se encontraron algunas viviendas con estructuras muy deficientes y cercanas a la corona del deslizamiento que las hace muy vulnerables a cualquier movimiento del terreno. Se prevé que los predios de estas viviendas pueden llegar a ser afectados por las obras propuestas debido al espacio que estas obras requieren tanto para las operaciones de construcción como la de su implantación.
- g) Al corto plazo y aún antes de definir el proceso de contratación para las obras, se recomienda mantener un monitoreo constante de la zona y una limpieza de los canales y cunetas existentes, así como la revisión y reparación si es necesario de tuberías de alcantarillado que llevan sus aguas al sitio de los deslizamientos.
- h) Algunas viviendas cercanas a la corona del movimiento tienen una alta vulnerabilidad a los movimientos en masa, debido en buena parte a deficiencias estructurales y por otra a la posibilidad de quedar dentro de una zona de falla por deslizamiento del terreno. Debido a esta situación, es necesario que como medida alternativa a las de las obras propuestas, se evalúe la conveniencia de la relocalización de estas viviendas en un sitio más seguro.

BIBLIOGRAFÍA

[Bell, 1969] Bell, F. C. (1969). Generalized rainfall - duration - frequency relationships. *Journal of Hydraulics Division*, 95(HY1).

[Bishop, 1955] Bishop, A. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5 No 1, 7—77.

[Castellano & Gonzalez, 1997] Castellano, R. & Gonzalez, A. (1997). Algunas relaciones de precipitación crítica-duración que disparan movimientos en masa en Colombia. In ABMS (Ed.), *2º Simposio Pánamericano de Deslizamientos* (pp. 863—878). Rio de Janeiro: ABMS.

[Civiles, 2000] Civiles, L. (2000). *Estudio de Riesgos Por Remoción En Masa En el Barrio el Paraíso, Localidad de Chapinero*. Technical Report 487, Fondo para la Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE.

[DAMA, 2002] DAMA (2002). *Protocolo Distrital de Restauración Ecológica. Guía Para la Restauración de Ecosistemas Naturales En Las Áreas Rurales de Bogotá*. DAMA.

[Hidrotec, 1998] Hidrotec, L. (1998). *Estudios Y Diseños Estabilidad Taludes Y Control de Erosión Y Manejo de Aguas Para la Estabilización de Diferentes Sitios En la Ciudad de Santa Fe de Bogotá. Informe Final San Martín de Porres*. Technical Report 51-IF-01-01, Fondo para la Prevención y Atención de Emergencias.

[INGEOCIM, 1999] INGEOCIM (1999). *Estudios de Remoción En Masa En Varias Localidades de Bogotá. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad Y Riesgo Por Inestabilidad Del Terreno Para Las Localidades de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santa Fe, Chapinero, Usaquén Y Suba de Santa Fe de Bogotá*. Technical Report 47, FOPAE.

[Ingeominas, 2005] Ingeominas (2005). *Mapa Geológico General de la Sabana de Bogotá; Esc. 1:120.000*. Ingeominas.

[Janbu, 1973] Janbu, N. (1973). Slope stability computations. In R. Hirshfeld & S. Poulos (Eds.), *Embankment Dam Engineering* (pp. 47—86). New York: John Wiley and Sons.

[Kothyari, 1992] Kothyari, U. C. Garde, R. J. (1992). Rainfall intensity-duration - frequency formula for india. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(2).

[Maccaferri, 1999] Maccaferri (1999). *Gawac for Windows*. GCP Engenharia, Brasil.

[Medina, 1988] Medina, A. (1988). *Estudio Geomorfológico Y Geotécnico de Los Barrios San Martín de Porres, Mariscal Sucre Y Pardo Rubio*. Technical Report 1746, Departamento Administrativo de Planeación Distrital.

[Rocscience, 2005] Rocscience (2005). *Slide 2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slope*. Rockscience Inc.

[Silva, 1995] Silva, G. (1995). *Hidrología Aplicada*. Universidad Nacional de Colombia.

[Vargas, 1998] Vargas, R. Diaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad - duración - frecuencia para colombia. In *X Seminario Nacional de Hidráulica*.