

DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN CINCO PUNTOS CRÍTICOS DEL RÍO MEDELLÍN Y MONITOREO DEL ESTADO FÍSICO DEL TRAMO CANALIZADO Y NO CANALIZADO DEL RÍO

CONTRATO INTERADMINISTRATIVO No. 382 DE 2025



**INFORME DE DISEÑO DE OBRAS EN LOS PUNTOS CRÍTICOS: GUAYAQUIL,
INDUSTRIALES, PUENTE LA 33, PARQUES DEL RÍO Y LA MACARENA
SOBRE EL RÍO MEDELLÍN**



15 septiembre de 2026

DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION EN LOS SECTORES DE INDUSTRIALES, GUAYAQUIL, PARQUES DEL RÍO, PUENTE LA 33 Y LA MACARENA.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	13
2	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	14
2.1	LOCALIZACIÓN.....	14
2.2	PROBLEMÁTICA FLUVIAL.....	16
2.2.1.	Dinámica de los procesos erosivos y confinamiento del flujo.....	16
2.2.2.	Síntesis de las vulnerabilidades ante escenarios de desbordamiento	17
2.2.3.	La problemática de las inundaciones.....	17
3	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA	24
3.1	GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL TRAMO CENTRO — VALLE DE ABURRÁ.....	25
3.2.	CONTEXTO GEOMORFOLÓGICO Y DINÁMICA FLUVIAL DEL RÍO MEDELLÍN- ABURRÁ.....	26
3.3.	EVALUACIÓN GEOLÓGICO-ESTRUCTURAL Y DE GEOFORMAS ACTIVAS EN EL CORREDOR.....	28
4	ESTUDIO HIDRÁULICO EN CONDICIONES ACTUALES.....	28
4.1	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA EN CONDICIONES ACTUALES - Q_{100}	30
4.1.1	Sector Puente Guayabal - Puente 33	30
4.1.2	Sector Parques del Río – descarga Q. La Picacha.....	32
4.1.3	Sector La Macarena.....	33
4.2	MODELACIÓN HIDRÁULICA CON Q_{50}	36
4.3	MODELACIÓN HIDRÁULICA CON Q_{25}	37
4.4	MODELACIÓN HIDRÁULICA CON Q_{10}	39
5	ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	41
5.1.	ALTERNATIVA 1. MUROS MARGINALES EN CONCRETO REFORZADO Y EN GAVIONES.....	41
5.2	ALTERNATIVA 2. CAMBIO EN RUGOSIDAD DEL LECHO Y MUROS MARGINALES EN CONCRETO	44
5.3.	ALTERNATIVA 3. VARIACIÓN DE PENDIENTES, CAMBIO DE RUGOSIDAD Y	

	MUROS MARGINALES EN CONCRETO.....	45
6	DESCRIPCIÓN DE OBRAS PROYECTADAS	47
6.1	SECTOR INDUSTRIALES.....	49
6.2.	SECTOR GUAYAQUIL.....	51
6.3.	SECTOR PUENTE 33	52
6.4	SECTOR PARQUES DEL RÍO (K23+300 – K23+900).	54
6.5	SECTOR LA MACARENA (K23+880 – K24+280).	56
7	DISEÑO HIDRÁULICO.....	57
7.1.	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL FLUJO CON LAS OBRAS PROYECTADAS.....	57
7.2.	SOCAVACIÓN GENERAL.....	61
8	DISEÑO GEOTÉCNICO	65
8.1.	ANTECEDENTES DEL CONTRATO Y DEL PROYECTO DE PROTECCIÓN FLUVIAL.....	65
8.2.	JUSTIFICACIÓN TÉCNICA DE LA OPTIMIZACIÓN DE DISEÑOS BAJO CRITERIOS DE CONSTRUCCIÓN, ESTABILIDAD Y DURABILIDAD	65
8.3	REVISIÓN, EVALUACIÓN Y ADOPCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	67
8.3.1	Análisis de la información de campo y laboratorio existente (estudios previos Universidad Nacional)	68
8.3.2	Localización y distribución espacial de los sondeos exploratorios realizados en los estudios previos.....	70
8.3.3	Limitaciones geomecánicas de la información disponible.....	72
8.3.4	Modelo estratigráfico adoptado y selección de parámetros físicos y mecánicos conservadores.....	75
8.3.5	<i>Parámetros de diseño sísmico</i>	<i>77</i>
8.4	CRITERIOS METODOLÓGICOS Y FILOSOFÍA DE DISEÑO LRFD	79
8.4.1	<i>Aplicación de la norma colombiana de diseño de puentes —CCP-14.....</i>	<i>79</i>
8.4.2	<i>Estados límite evaluados</i>	<i>80</i>
8.4.3	<i>Solicitaciones de diseño.....</i>	<i>82</i>
8.5.	ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE OBRAS DE CONTENCIÓN	83
8.5.1.	<i>Criterios de estandarización geométrica y proceso constructivo en corredor vial restringido.....</i>	<i>83</i>
8.5.2.	Tipología 1: Muros de contención en concreto reforzado	84
8.5.3	Tipología 2: sistema de contención en gaviones modulares escalonados 87	
8.6	VERIFICACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTABILIDAD GLOBAL.....	90

8.6.1 Verificaciones analíticas por estados límite (lrfd) para muros en concreto (Tipos I, II Y III).....	90
8.6.2 Verificaciones analíticas por estados límite (lrfd) para muros en gaviones modulares	94
8.6.3 Análisis de estabilidad global por equilibrio límite.....	96
8.7. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS Y DE MANTENIMIENTO.....	107
8.7.1. Lineamientos para excavaciones, vaciados y manejo de aguas	108
8.7.2. Especificaciones técnicas para la ejecución de micropilotes inyectados (sistema igu) y pruebas de carga	109
8.7.3. Especificaciones técnicas para la construcción de gaviones, losa de concreto y llave	110
8.8 RECOMENDACIONES DE SUBDRENAJE, CAÑUELAS Y CONTROL DE LAVADO DE FINOS.....	111
8.9. CONTROL DE SOCAVACIÓN ENTRE LAS CONTENCIÓNES PROYECTADAS Y LAS PLACAS DEL CANAL	112
8.10. SINTESIS DEL DISEÑO GEOTÉCNICO	116
8.10.1. Información geotécnica y criterios adoptados	116
8.10.2. Muros en concreto reforzado y micropilotes	117
8.10.3. Sistema modular de gaviones.....	117
8.10.4. Estabilidad global del conjunto terreno-estructura	117
8.10.5. Condiciones de construcción, control y mantenimiento.....	118
9 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	118
9.1. MATERIALES	118
9.2. CARGAS	119
9.3 LONGITUD DE DESARROLLO Y LONGITUD DE TRASLAPO.....	119
9.4 JUNTAS EN ZAPATA- MURO Y ENTRE MUROS.....	120
9.5 PROTECCIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO	120
9.6 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	121
9.7. MUROS CON MICROPILOTES.....	121
9.7.1 Verificación de las condiciones de servicio	124
9.7.2 Diseño Vástago del muro.....	127
9.7.3 Zapata de cimentación.....	130
9.7.4 Verificación de conexión micropilote zapata.....	133
9.7.5 Verificación de las condiciones de servicio	138
9.7.6 Diseño Vástago del muro.....	141
9.7.7. Zapata de cimentación.....	144

9.7.8 Verificación de conexión micropilote zapata.....	147
9.7.9 Verificación de las condiciones de servicio	153
9.7.10 Diseño Vástago del muro.	155
9.7.11 Zapata de cimentación	157
9.7.12 Verificación de conexión micropilote zapata	159
10 . CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO.....	160
10.1. INDUSTRIALES	160
10.2. GUAYAQUIL.	162
10.3. SECTOR PUENTE 33.....	164
10.4. SECTOR PARQUES DEL RÍO.....	166
10.5. LA MACARENA.....	168
11 CONCLUSIONES.....	170

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la zona de estudio y puntos de intervención.....	15
Figura 2. Inundaciones sector Puente 33 - La Macarena: a) Soterrado de Parques del Río sector oriental (El Colombiano); b) margen derecha río Medellín aguas abajo de Puente 33 (infobae); c) Soterrado de avenida regional frente a desembocadura de quebrada La Picacha (Territorios Sostenibles); d) Margen derecha río Medellín aguas abajo de Puente 33 (Infobae).....	18
Figura 3. Serie de tiempo de niveles enero 2023 estación 93-Puente 33 SIATA.....	19
Figura 4. Estructura de Puente Guayaquil en el canal del río Medellín	19
Figura 5. Sección transversal aguas arriba del Puente Guayaquil.	20
Figura 6. Parque de los Chorritos, margen derecha aguas arriba del Puente Guayaquil.....	20
Figura 7. Secciones transversales en el sector del puente de la Avenida 33.	21
Figura 8. Velocidades del flujo asociadas al evento de inundación del 17 de enero de 2023 en el sector de Parques del Río	21
Figura 9. Sector Puente la 33 afectado por desbordamientos del río Medellín, margen derecha (superior) y margen izquierda (inferior, Autopista Sur).	22
Figura 10. Secciones transversales en sector de la quebrada La Picacha.....	22
Figura 11. Mancha de inundación asociada al evento 17 de enero de 2023, en el sector de descarga de La Picacha.....	23

Figura 12. Direccionadores de flujo existentes en el sector de La Macarena.....	23
Figura 13. Sección transversal aguas arriba de La Macarena.....	24
Figura 14. Condiciones actuales del canal en el sector puente Guayaquil y Puente 33.....	24
Figura 15. Mapa geológico regional escala 1:10.000 (Microzonificación sísmica AMVA 2016).....	25
Figura 16. Mapa geomorfológico regional, escala 1:10,000 (Microzonificación sísmica AMVA 2016).....	27
Figura 17. Modelo digital del terreno (MDT) utilizado en el modelo hidráulico HEC RAS -2D.	29
Figura 18. Zonas de desbordamiento asociadas a $Q=845,3 \text{ m}^3/\text{s}$, a) sector puente Guayabal; b) sector Puente 33.....	31
Figura 19. Resultados de Modelación hidráulica asociada a Q_{100} en condiciones actuales, sector Puente Guayabal – Puente 33. a) mapa de profundidades; b) mapa de velocidades	31
Figura 20. Zonas de desbordamiento sector Parques del Río – Q. La Picacha	32
Figura 21. Resultados de modelación hidráulica asociada a Q_{100} en condiciones actuales sector Parques del Río – Q. La Picacha, a) Mapa de profundidad; b) Mapa de velocidad.....	33
Figura 22. Mapa de profundidades asociada a Q_{100} con flechas que indican la dirección del flujo sector La Macarena.	34
Figura 23. Características del flujo asociado a Q_{100} en condiciones actuales sector La Macarena. a) Mapa de profundidades; b) Mapa de velocidades.....	34
Figura 24. Altura de la lámina de agua asociada a Q_{100} sobre los direccionadores existentes.....	35
Figura 25. Curva granulométrica en el sector de La Macarena	35
Figura 26. Mapa de esfuerzos cortantes asociados a la creciente Q_{100} , en condiciones actuales, sector de La Macarena.....	36
Figura 27. Mancha de inundación asociada a Q_{50} (izquierda) y a Q_{25} (derecha), Tramo Puente Guayaquil - Industriales	37
Figura 28. Resultados de la modelación Q_{25} para secciones transversales aguas arriba del puente Guayaquil	38
Figura 29. Resultados de la modelación Q_{25} para sección transversal K22+360 – Aguas abajo del puente Guayaquil.....	39
Figura 30. Resultados de la modelación Q_{25} en sección transversal K23+400 – Parques del Río	40
Figura 31. Mancha de inundación asociada a Q_{10} , Tramo Puente Guayaquil - Industriales	40
Figura 32. Representación de la alternativa 1- Muros marginales en concreto reforzado.....	41
Figura 33. Perfil altimétrico aguas arriba del puente Guayaquil - Alternativa 1.	42
Figura 34. Sección transversal aguas arriba del puente Guayaquil - Alternativa 1.	43
Figura 35. Sección transversal aguas arriba Puente de la Av. 33 - Alternativa 1.....	43
Figura 36. Sección transversal Parques del Río – Alternativa 1.	44
Figura 37. Representación alternativa 2 – cambio en rugosidad del lecho y muros marginales en concreto.....	44
Figura 38. Representación alternativa 3 – variación de pendientes, cambio en la rugosidad y	

muros marginales en concreto.....	45
Figura 39. Perfil altimétrico del lecho proyectado del río Medellín para la alternativa 3.....	46
Figura 40. Secciones transversales Puente Guayaquil - Alternativa 3: Aguas arriba del puente (superior), Aguas abajo del puente (inferior).....	46
Figura 41. Sección transversal Parques del Río - Alternativa 3.....	47
Figura 42. Secciones típicas de muros en concreto reforzado	48
Figura 43. Detalle de la barra autoperforante.....	48
Figura 44. Secciones típicas del muro en gavión recubierto en concreto.....	49
Figura 45. Ubicación en planta de los muros 1, 2 y 3 del tramo de Industriales	50
Figura 46. Perfil longitudinal del muro 1 de protección en el tramo de Industriales	50
Figura 47. Sección típica de la obra de control de inundaciones en el tramo de Industriales.....	50
Figura 48. Ubicación de las obras en el sector Puente Guayaquil.....	51
Figura 49. Perfil longitudinal del muro 2 de protección en el tramo de Guayaquil.....	51
Figura 50. Sección típica de la obra de control de inundaciones en el sector de Guayaquil.	52
Figura 51. Planta general de localización de los muros 1, 2, 3 y 4 del sector Puente La 33.	52
Figura 52. Ubicación en planta de obras propuestas en el sector Puente 33.	53
Figura 53. Sección típica de muro 1 y muro 4 en el sector Puente 33	53
Figura 54. Sección transversal típica con muro en concreto – Puente 33.....	53
Figura 55. Perfil longitudinal del muro 3 de protección en el tramo de Puente La 33.....	54
Figura 56. Esquema de distribución en planta de obras propuestas en el sector Parques del río.....	54
Figura 57. Localización general de los muros 1, 2, 3, 4, 5 y 6 del tramo – Parques del Río.....	55
Figura 58. Realce muro existente mediante gavión en el sector Parques del Río.	55
Figura 59. Sección típica de la obra de control de inundaciones en el sector Parques del río.....	55
Figura 60. Perfil longitudinal de los muros 2, 3 y 4 en el tramo de Parques del Río.....	56
Figura 61. Ubicación en planta de las obras propuestas en el sector La Macarena.....	57
Figura 62. Secciones típicas con los muros 1, 2 y 3 proyectados en concreto reforzado y sección típica con el muro 4 proyectado en gavión para el sector de La Macarena.	57
Figura 63. Perfil longitudinal de los muros en el sector de La Macarena.	58
Figura 64. Mapa de velocidades (superior); mapa de profundidades (inferior) con obras propuestas en el sector Industriales.....	59
Figura 65. Mapa de profundidades (m) y mapa de velocidades de flujo (m/s) con las obras propuestas en el sector Guayaquil.....	59
Figura 66. Variación de la profundidad de flujo (izquierda) y de la velocidad (derecha) con las obras proyectadas en el sector Puente 33.....	60
Figura 67. Mapa de profundidades (izquierda) y Mapa de velocidades (derecha). con las obras proyectadas en el sector La Macarena	61

Figura 68. Socavación general asociada a Q_{100} en el tramo de diseño	62
Figura 69. Secciones transversales para el análisis de socavación en las traviesas propuestas	63
Figura 70. Profundidad de socavación estimada por los métodos de Lischtvan – Levediev y Maza Álvarez, con relación a la profundidad del flujo en cada traviesa.....	64
Figura 71. Sondeos exploratorios en el sector de la Avenida 33.....	71
Figura 72. Sondeos exploratorios en el sector de la Calle San Juan y La Picacha	71
Figura 73. Verificación de rango de valores por sensibilidad para módulo de reacción vertical K_v	76
Figura 74. Esquema de la Tipología I de muro de concreto reforzado, $H = 1,90$ m.	85
Figura 75. Esquema de la Tipología II de muro de concreto reforzado, $H = 2,40$ m.....	86
Figura 76. Esquema de la Tipología III de muro de concreto reforzado, $H = 2,70$ m.....	86
Figura 77. Configuración del sistema modular de gaviones, losa, llave de cortante y medidas de drenaje y protección.....	90
Figura 78. Sección de análisis de estabilidad global por equilibrio límite. K23+020, Margen derecha.....	98
Figura 79. Sección de análisis de estabilidad global por equilibrio límite. K23+840, margen derecha.....	98
Figura 80. Factor de seguridad K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas ALTAS y taludes saturados.....	100
Figura 81. Factor de seguridad K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas medias y taludes saturados.....	101
Figura 82. Factor de seguridad K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas altas y taludes saturados.....	102
Figura 83. Factor de seguridad K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas medias y taludes saturados.....	103
Figura 84. Factor de seguridad para margen izquierda K23+840. Condición seudoestática, sobrecarga vehicular, aguas medias, taludes saturados y sismo de diseño según NSR- 10	104
Figura 85. Juntas propuestas. Fuente hoja técnica de producto Sika PVC.....	120
Figura 86. Cinta Sika instalada propuesta par juntas (Hoja técnica de Sika PVC).....	121
Figura 87. Muro con micropilotes disposición dimensiones y cargas.....	123
Figura 88. Modelo en SAP2000 de Muro Tipo I.....	124
Figura 89. Cargas axiales en micropilotes bajo condiciones de servicio.....	125
Figura 90. Modelo de Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.....	125
Figura 91. Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.	126
Figura 92. Modelo de deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.	126
Figura 93. Modelo para refuerzo horizontal cara expuesta al río.....	128
Figura 94. Modelo para el refuerzo horizontal (superior) y vertical (inferior) en la cara contra el terreno.....	129

Figura 95. Esfuerzo cortante en la sección del vástago.....	130
Figura 96. Mapa de colores acero demandado en la cara superior de la zapata de cimentación.....	131
Figura 97. Mapa de colores acero demandado en la cara inferior de la zapata.....	132
Figura 98. Mapa de colores esfuerzo cortante en losa de cimentación o zapata	133
Figura 99. mapa de colores del esfuerzo cortante en la losa de cimentación o zapata, ...	134
Figura 100. Muro con micropilotes disposición dimensiones y cargas.....	137
Figura 101. Modelo del muro tipo II en SAP2000	138
Figura 102. Cargas axiales en micropilotes bajo condiciones de servicio.	139
Figura 103. Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.....	140
Figura 104. Presión del suelo ejercida por las estructuras.....	140
Figura 105. Modelo de refuerzo del vástago del muro en la cara expuesta al río	142
Figura 106. Modelo para el refuerzo vertical cara contra el terreno.....	143
Figura 107. Esfuerzo cortante en la sección del vástago.	144
Figura 108. Mapa de colores acero demandado en la cara superior de la zapata de cimentación.....	145
Figura 109. Mapa de colores acero demandado en la cara inferior de la zapata de cimentación.....	146
Figura 110. Esfuerzo cortante en la sección de losa de cimentación o zapata, mapa de colores	147
Figura 111. Valor de la carga axial soportada por los micropilotes	148
Figura 112. Muro con micropilotes disposición dimensiones y cargas.....	151
Figura 113. Modelo en SAP2000 de Muro tipo III	152
Figura 114. Cargas axiales en micropilotes bajo condiciones de servicio.	153
Figura 115. Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.....	154
Figura 116. Presión del suelo ejercida por las estructuras.....	154
Figura 117. Modelo para el refuerzo en la cara contra el terreno del vástago del muro.....	156
Figura 118. Esfuerzo cortante en la sección del vástago del muro.....	157
Figura 119. Mapa de colores acero de mandado en la cara superior de la zapata de cimentación.....	158
Figura 120. Mapa de colores del esfuerzo cortante en la losa de cimentación o zapata.....	159

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Caudales de diseño (m^3/s) No estacionarios en la zona objeto de diseño.....	30
Tabla 2. Diámetros característicos y esfuerzo cortante crítico estimado	36
Tabla 3. Parámetros para el cálculo de socavación general en las traviesas proyectadas.....	64
Tabla 4. Profundidades máximas de socavación (m) general en las traviesas proyectadas	64

Tabla 5. Resumen del programa de exploración geotécnica utilizado en la revisión y diseños	68
Tabla 6. Variabilidad de las propiedades índice en las muestras clasificadas	70
Tabla 7. Relación de sondeos exploratorios realizados sobre el corredor objeto del análisis.....	72
Tabla 8. Ensayos de corte directo disponibles y evaluación de representatividad.....	73
Tabla 9. Parámetros geotécnicos conservadores adoptados para el corredor.....	75
Tabla 10. Módulo de reacción vertical del suelo para el cálculo de zapatas y losas	75
Tabla 11. Módulos de deformación, de reacción vertical y relación de Poisson.....	76
Tabla 12. Parámetros complementarios utilizados en las memorias de cálculo.....	77
Tabla 13. Parámetros sísmicos adoptados en las memorias de cálculo CCP-14 (Memorias de cálculo Tipo I, Tipo II, Tipo III y Gaviones Modular LRFD Hidráulico).	78
Tabla 14. Geometría y parámetros principales del micropilote inclinado.....	91
Tabla 15. Resumen de relaciones demanda/capacidad de los muros en concreto.	92
Tabla 16. Excentricidad, contacto y capacidad portante de las bases.....	92
Tabla 17. Capacidades axiales aplicables por micropilote (MP)	93
Tabla 18. Comprobación axial del micropilote inclinado a tracción.....	94
Tabla 19. Verificación de deslizamiento del sistema de gaviones.....	95
Tabla 20. Contacto y capacidad de soporte bajo el sistema modular de gaviones.....	96
Tabla 21. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas ALTAS y taludes saturados	99
Tabla 22. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas MEDIAS y taludes saturados	99
Tabla 23. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas ALTAS y taludes saturados	102
Tabla 24. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas MEDIAS y taludes saturados	103
Tabla 25. Factor de seguridad para margen izquierda. Condición seudoestática, sobrecarga vehicular, aguas Medias y taludes saturados	104
Tabla 26. Especificaciones concreto empleado	119
Tabla 27. Combinaciones de carga CCP2014 (LFRD).....	119
Tabla 28. Longitud de desarrollo y longitud de empalme	120
Tabla 29. Especificaciones Juntas propuestas. Fuente hoja técnica de producto Sika PVC.....	120
Tabla 30. Características de los micropilotes Muro Tipo I.....	123
Tabla 31. Cuantías mínimas de refuerzo por retracción, refracción y variación de temperatura, según C.23-C.7.12.1-NSR10	127
Tabla 32. Características de los micropilotes Muro Tipo II	137
Tabla 33. Características de los micropilotes Muro Tipo III.....	152

Tabla 34. Presupuesto de la intervención en el Tramo de Industriales	160
Tabla 35. Presupuesto de la intervención en el Tramo de Guayaquil.	163
Tabla 36. Presupuesto de la intervención en el Sector de Puente 33.....	165
Tabla 37. Presupuesto de la intervención en el Sector de Parques del Río.	167
Tabla 38. Presupuesto de la intervención en el sector La Macarena.....	169

DISEÑO DE OBRAS PARA CONTROL DE INUNDACIONES EN LAS QUEBRADAS LA PRESIDENTA Y LA POBLADA

1 INTRODUCCIÓN

En el marco del Contrato Interadministrativo CI 382 de 2025, suscrito entre el Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA) y la Universidad Nacional de Colombia (UNAL), se adelanta el componente de diseño de obras de protección en cinco puntos críticos del sistema hídrico del río Medellín uno de los cuales se ubica en el corredor del río entre La Macarena y la estación Industriales del Metro. Este contrato tiene como propósito consolidar soluciones estructurales que respondan a procesos activos de socavación, erosión, pérdida de confinamiento, riesgo hidráulico e inestabilidad estructural, desbordamiento del flujo en sectores previamente identificados como vulnerables.

Durante la ejecución del contrato CI 260 de 2022, celebrado entre el Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA) y la Universidad Nacional de Colombia (UNAL), se realizó el estudio técnico requerido para el diseño de las obras de protección en el río Medellín, en el tramo correspondiente al sector de Puente Guayaquil hasta La Macarena en el municipio de Medellín. Considerando los eventos presentados en el transcurso del año 2023 y las observaciones recogidas durante los recorridos de inspección realizados por profesionales de la UNAL entre el año 2022 – 2023, se identificaron problemas asociados a inundaciones del río Medellín, que ponen en riesgo el funcionamiento de la avenida Regional y la autopista Sur, en el tramo de Estación Industriales - La Macarena, resaltando zonas intermedias como Puente 33, el tramo recto de Parques del Río, la descarga de la quebrada La Picacha y el soterrado del puente de San Juan.

En este informe se consigna un resumen del estudio hidráulico realizado bajo condiciones actuales y proyectadas, el análisis de las alternativas de solución propuestas para el desarrollo de la obra de intervención definitiva.

La intervención proyectada en el tramo del río Medellín entre los sectores denominados: Industriales, Puente Guayaquil, Puente La 33, Parques del Río y La Macarena, para la protección y el control de las inundaciones consiste en:

1. En el sector Industriales, por la margen izquierda, 3 muros en concreto reforzado que suman 390,76 m.
2. En el sector puente Guayaquil, se proyectaron tres muros en gaviones por la margen izquierda (76,1 m, 20,46 m y 9,62 m) y por la margen derecha, dos muros en gaviones (50,3 m y 36,68 m) seguidos de un muro en concreto reforzado de 20,67 m y seguido por otro muro en gaviones 106,45 m.

3. En el sector de Puente 33 se propone la construcción un muro de concreto reforzado (416,65 m) y muro en gaviones (98,5 m) en la margen izquierda y, sobre la margen derecha del canal, muro en gaviones de 170,86 m y un muro en concreto reforzado 459,61 m. Dichos muros empalmarían con el muro existente de acceso y salida sur de los soterrados, los cuales deberán ser realizados mediante muros en gaviones en una longitud de 184,85 m (margen derecha) y 13,57 m (margen izquierda). Adicionalmente, en el punto de descarga de la quebrada La Picacha es necesario aumentar la cota del box de llegada en una longitud de 13,57 m.
4. Elevar las bancas del canal (muro en gaviones) en Parques del Río a una altura superior a la de la inundación abarcando una longitud de 184,75 m por la margen derecha. Por la margen izquierda, muro en concreto reforzado de 153,6 m, seguido por muro en gaviones de 98,5 m, seguido por muro en concreto reforzado de 93,35 m y terminando con muro de gaviones de 13,55 m). Estos muros deberán tener un componente de paisajismo de modo que se acoplen al espacio urbanístico en el que estarán.
5. Construir un muro en concreto sobre la margen izquierda desde la descarga de la quebrada La Picacha hasta el empalme con el muro existente frente a la Macarena con una altura superior a la del nivel de inundación para Q_{100} , abarcando una longitud de 259,7 m, para posteriormente desde el muro existente hasta unos 24 m tener otro tramo de muro nuevo en concreto reforzado.
6. En la margen derecha frente a La Macarena construir 165,4 m de muro en concreto reforzado seguido un muro en gaviones de 160,1 m.

2 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 LOCALIZACIÓN

El alcance del presente estudio se circunscribe a un tramo del río Medellín con una longitud aproximada de 2,3 km. El área de intervención se extiende desde la Calle 30, en el sector aledaño a Industriales, hasta el sector de La Macarena. Este segmento constituye un eje crítico para la infraestructura urbana y el control hidráulico del valle (Figura 1). La intervención estratégica se articula en torno a las siguientes zonas definidas en sentido aguas abajo: la zona de transición en la Calle 30, el histórico puente de Guayaquil, el puente de la Avenida 33, la confluencia de la quebrada La Picacha y el sector final en La Macarena.

A lo largo de esta zona que se inicia en el sector de la calle 30, aguas arriba del puente de Guayaquil, el cauce del río Medellín presenta una pendiente suave y un alineamiento horizontal compuesto por un tramo recto y dos curvas que se ubican al inicio y al final

de la zona; la primera curva corresponde a un cambio hacia el noroccidente que se localiza justo aguas abajo de la estación Industriales; después el río continúa con un tramo recto de aproximadamente 1.35 km entre las descargas de las quebradas La Altavista y La Picacha. Finalmente, se tiene la segunda curva que corresponde a un cambio de alineamiento hacia el nororiente, esta se ubicada en el sector de La Macarena donde se tiene además la presencia de 7 direccionadores de flujo sobre la margen izquierda del río.

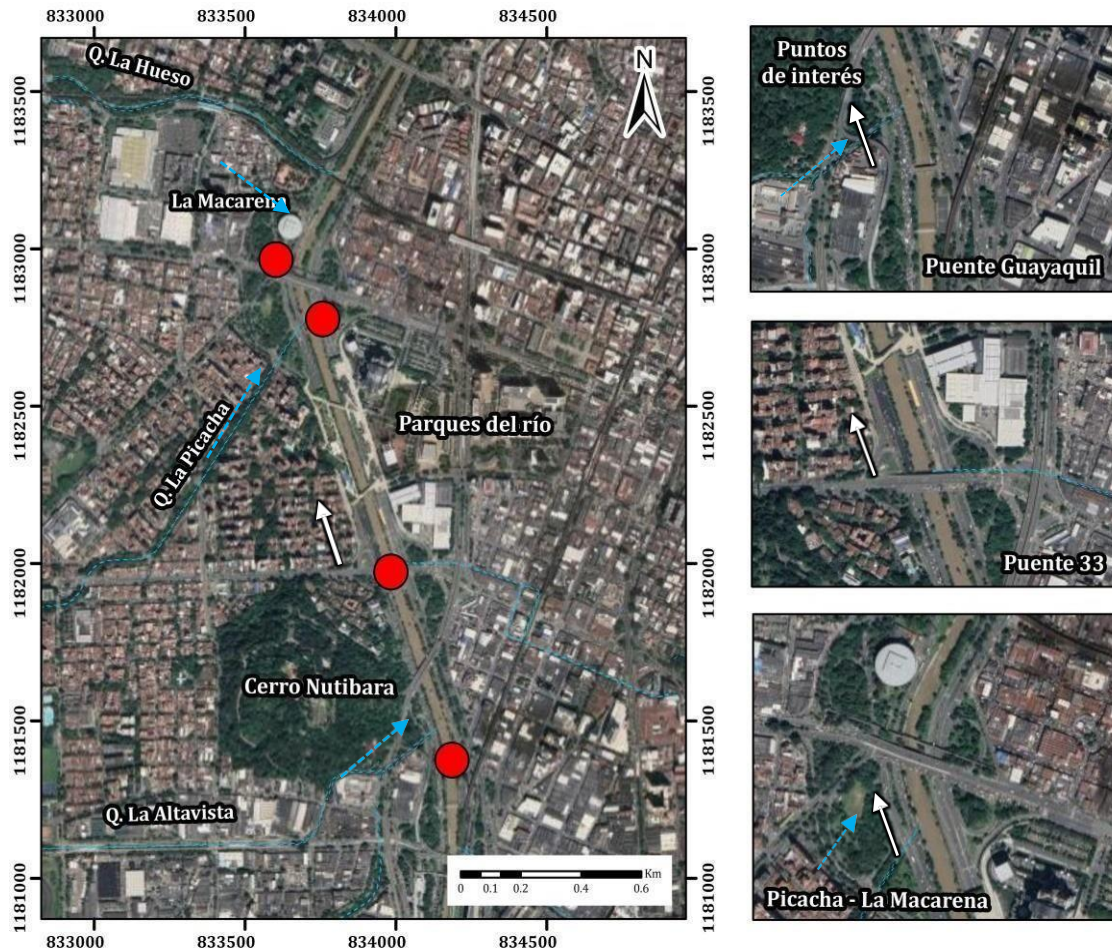


Figura 1. Localización de la zona de estudio y puntos de intervención.

Respecto a los drenajes, dentro de la zona de intervención solo se tiene la presencia de dos quebradas que descargan sobre la margen izquierda del canal, la primera es La Altavista que desemboca unos 130 m aguas abajo del Puente Guayaquil, mientras que la segunda corresponde a La Picacha que descarga 100 m aguas arriba del puente San Juan; ya por fuera de la zona, unos 180 m aguas abajo de La Macarena también se tiene confluencia de la quebrada la Hueso con el río por la margen izquierda.

La zona se encuentra flanqueada por la infraestructura vial más relevante del valle: la Avenida Regional (margen derecha) y la Autopista Sur (margen izquierda). El entorno está condicionado por el sistema de vías soterradas de Parques del Río, cuya presencia transversal en ambas márgenes representa un factor determinante para la planificación

de accesos, las estrategias de construcción y el comportamiento estructural de las obras proyectadas en este corredor de alta sensibilidad urbana.

2.2 PROBLEMÁTICA FLUVIAL

Debido a la expansión urbanística del Valle de Aburrá y la consecuente impermeabilización de la cuenca, los aportes de las cuencas se han incrementado notablemente. Estos mayores aportes de las cuencas tributarias han elevado los niveles operativos del río Medellín, superando en sectores críticos la capacidad de confinamiento histórico de las márgenes. El presente capítulo sintetiza las vulnerabilidades que, ante este nuevo escenario hidrológico, comprometen la integridad de las riberas y justifican las intervenciones de protección como medida esencial para garantizar el confinamiento del flujo y evitar el desbordamiento hacia la infraestructura urbana adyacente.

2.2.1. Dinámica de los procesos erosivos y confinamiento del flujo

El comportamiento del río Medellín en este sector, configurado como un canal encauzado, depende estrictamente de la estabilidad de sus márgenes para contener los caudales incrementados por el desarrollo urbano de las diferentes cuencas tributarias en el perfil centro/alto del valle. La degradación de los elementos de protección actuales frente a estos nuevos regímenes de flujo pone en riesgo la función de confinamiento:

- **Capacidad de conducción y confinamiento.** El incremento de los caudales de diseño, derivado del proceso de urbanización, demanda una mayor capacidad de conducción del canal. Las obras proyectadas buscan asegurar la sección hidráulica efectiva, garantizando que el confinamiento sea suficiente para evitar el desbordamiento provocado por la superación de las cotas actuales de las márgenes ante eventos hidrológicos de mayor magnitud.
- **Perturbaciones de flujo por tributarios.** Los aportes de las quebradas La Altavista y La Picacha, exacerbados por la impermeabilización de sus cuencas, generan perturbaciones locales y una mayor concentración de energía en las márgenes. Estas descargas actúan como puntos críticos donde la erosión lateral amenaza la continuidad de la barrera física, requiriendo estructuras reforzadas que soporten estas presiones adicionales para no comprometer el confinamiento.
- **Integridad como Elemento de confinamiento.** La función principal de las obras proyectadas es mantener el flujo dentro de la sección de diseño a pesar del incremento en los niveles de avenida. La proximidad de la infraestructura vial (Avenida Regional y Autopista Sur) exige que las obras actúen como elementos de contención robustos, garantizando que, ante eventos extremos, la estructura soporte las presiones hidrodinámicas sin ceder, evitando que el flujo sobrepase la cota de la margen.

2.2.2. Síntesis de las vulnerabilidades ante escenarios de desbordamiento

La estabilidad de las márgenes ante el nuevo escenario hidrológico se ve comprometida por mecanismos de falla en los cuales la interacción entre el flujo y el medio geológico es determinante para la seguridad del confinamiento:

- **Inestabilidad por Erosión Interna (Piping):** El gradiente hidráulico generado por la diferencia entre los niveles extremos del río y la saturación del trasdós induce flujos de filtración. Este proceso de erosión interna provoca el lavado selectivo de partículas finas en el suelo de fundación de los muros proyectados, generando oquedades que eliminan el soporte lateral y base de las estructuras, derivando en asentamientos diferenciales o inestabilidad del sistema de confinamiento.
- **Desestabilización por Saturación y Presión de Poros:** Durante eventos de avenida extrema que elevan el nivel del agua hacia la corona, el cuerpo del talud existente experimenta cambios bruscos en la saturación. La rápida variación del nivel del río genera presiones de poro transitorias que reducen la resistencia al corte del suelo, comprometiendo la estabilidad global de las estructuras de contención y, por extensión, la capacidad del sistema para mantener el flujo confinado.
- **Interacción Estructural frente a la Presión Hidrostática:** Ante el desbordamiento inminente, el sistema de protección debe absorber la presión lateral impuesta por la lámina de agua acumulada contra la cara interna de la estructura. La falla de este sistema implicaría la pérdida de la función de barrera, permitiendo el derrame incontrolado del flujo sobre las vías, lo que justifica el diseño de estructuras con la rigidez y el empotramiento necesarios para soportar estas cargas hidrodinámicas externas.

2.2.3. La problemática de las inundaciones

Las inundaciones asociadas al río Medellín, desde el puente de la Avenida 33 (Puente 33) alcanzan a ingresar a los soterrados de Parques del río, siendo la mayor afectación en el soterrado oriental (sentido Sur – Norte); adicional a esto también se presentan inundaciones en zona de salida de este mismo soterrado frente a la desembocadura de la quebrada La Picacha. En este caso el río Medellín se desborda por la margen derecha, de modo que el flujo empieza a escurrir en dirección Norte – Sur debido al desnivel existente por la rampa de salida y genera el mismo efecto por los desbordamientos a la altura del puente de la 33 por lo que ocasiona estragos en lo que concierne al tránsito de la ciudad, poniendo en riesgo la vida de las personas que transitan la zona. Aguas abajo de estos puntos, se tienen desbordamientos en zona de La Macarena por la margen izquierda del canal que, tal y como se ha mencionado, logran ocasionar estragos en lo que concierne al tránsito de la ciudad. En el canal se evidencian sobre elevaciones del flujo (olas) cuando se presentan caudales altos que necesariamente no implican inundación.

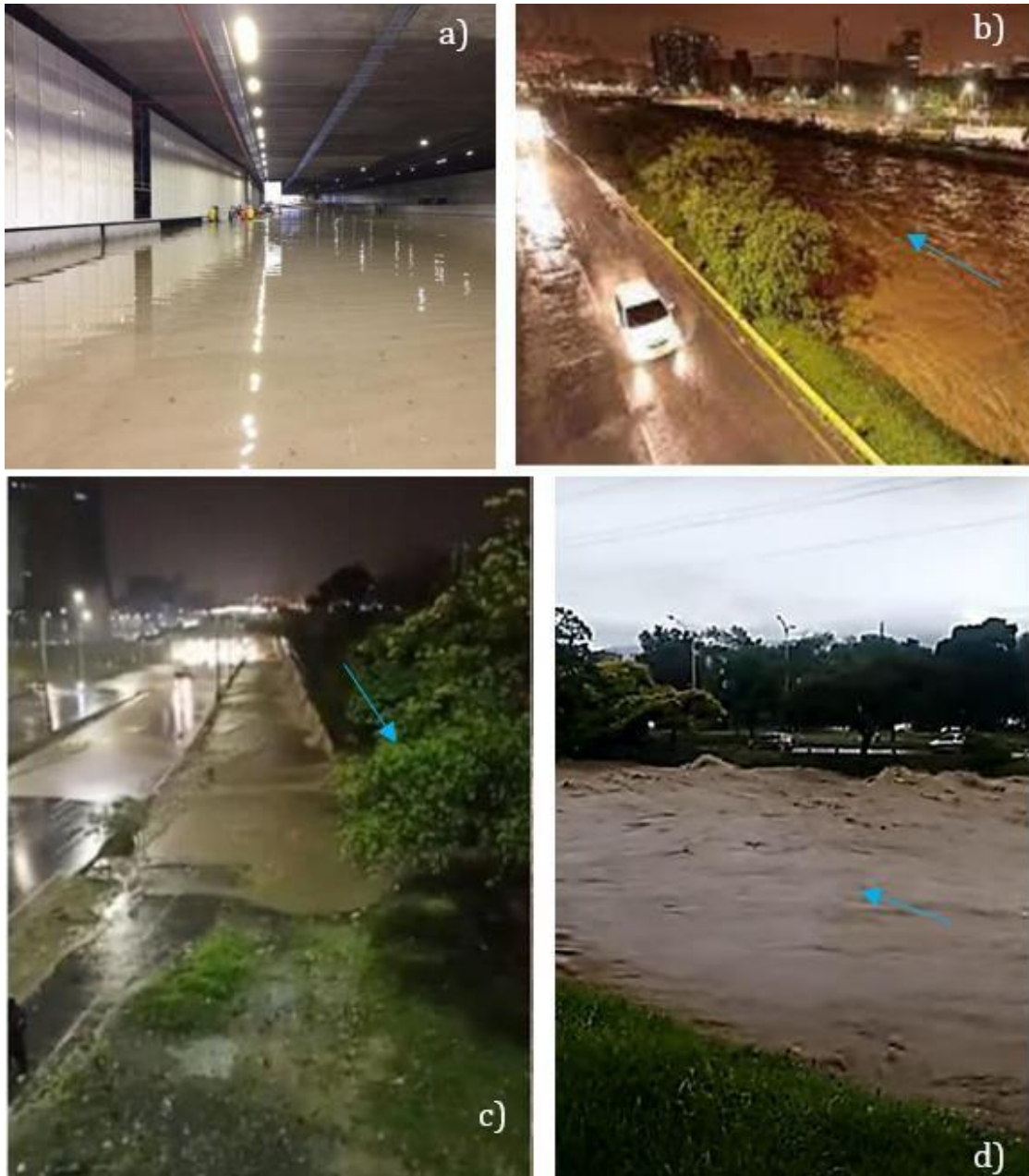


Figura 2. Inundaciones sector Puente 33 - La Macarena: a) Soterrado de Parques del Río sector oriental (El Colombiano); b) margen derecha río Medellín aguas abajo de Puente 33 (infobae); c) Soterrado de avenida regional frente a desembocadura de quebrada La Picacha (Territorios Sostenibles); d) Margen derecha río Medellín aguas abajo de Puente 33 (Infobae).

Se resalta el evento hidrológico ocurrido el 17 de enero de 2023, donde la estación de medición del SIATA localizada en Puente 33 registró profundidades de la lámina de agua que alcanzaron los 3.89 m asociada un caudal máximo de 605 m³/s (Figura 3). Ese evento produjo desbordamientos e inundaciones en los sectores del Puente 33, en la descarga de la quebrada La Picacha y en el sector de La Macarena.

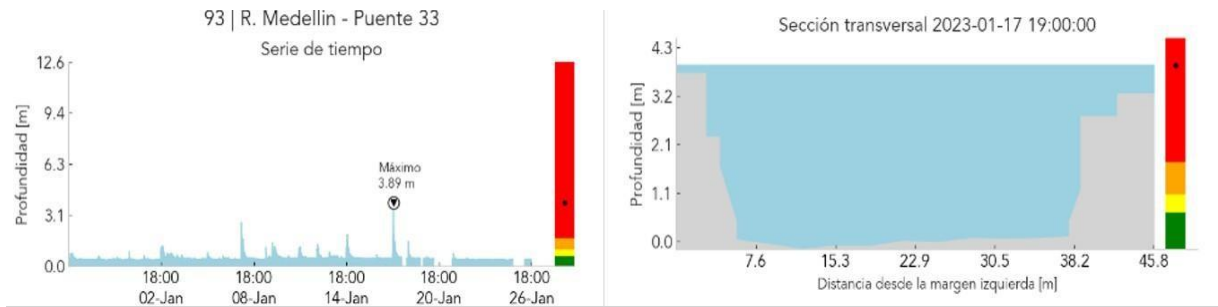


Figura 3. Serie de tiempo de niveles enero 2023 estación 93-Puente 33 SIATA.

La zona objeto de diseño se inicia en el Puente Guayaquil (Figura 4). El Puente fue construido en el año 1878 (es el puente más antiguo que se conserva en pie sobre el río Medellín). Mediante la Resolución Municipal 653/1983B fue declarado Bien Inmueble de Interés Cultural – BICM por la Alcaldía de Medellín y hace parte del patrimonio histórico de la ciudad (Alcaldía de Medellín, 2023); es por esto por lo que cualquier tipo de intervención que busque atender los problemas hidráulicos en este punto debe estar de la mano con la conservación de este patrimonio.



Figura 4. Estructura de Puente Guayaquil en el canal del río Medellín.

El puente tiene una extensión de 10,3 m, un galibo promedio de 5,0 m y una distancia de 8,24 m entre las pilas que separan los 4 arcos que conforman su estructura, generando así un estrechamiento en el canal que reduce en un 40% la sección transversal con la que éste viene desde aguas arriba; adicionalmente, la capacidad hidráulica del canal se ve reducida por la depositación de sedimentos alrededor de las pilas del puente, la cual es más pronunciada sobre el estribo de la margen derecha, donde se da incluso la formación de una barra. Estas restricciones al flujo propician la ocurrencia de desbordamientos e inundaciones sobre la infraestructura aledaña a las márgenes del río especialmente en la zona de aguas arriba del puente.

En la Figura 5 se presenta una sección transversal del sector de aguas arriba del puente donde se observa que las bancas del canal tienen alturas superiores a 5,0 m; sin

embargo, aunque estas son generosas se vuelven insuficientes para contener el agua que represa el puente, ocurriendo así desbordamientos sobre ambas márgenes; se destaca que estos desbordamientos además de afectar considerablemente las vías adyacentes pueden alimentar las inundaciones en los soterrados de Parques del Río.

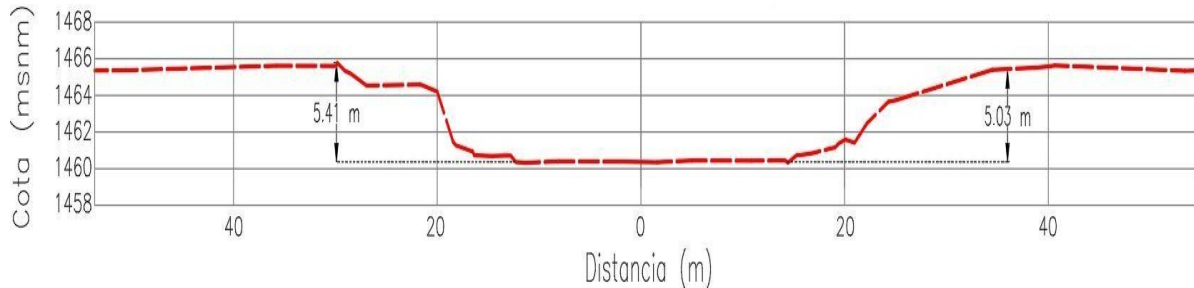


Figura 5. Sección transversal aguas arriba del Puente Guayaquil.

También se puede prever que las afectaciones serían más representativas sobre la margen derecha (Figura 6) considerando que esta se encuentra 0.4 m más abajo que la izquierda y, además, corresponde a la cara externa de la curvatura que presenta el río en este sector.



Figura 6. Parque de los Chorritos, margen derecha aguas arriba del Puente Guayaquil.

Unos metros aguas abajo, a la altura del puente de la Avenida 33, el problema de la capacidad hidráulica reducida vuelve a ser crítico, pero en este caso se debe a que las bancas del canal tienen una menor altura y el flujo en ciertas ocasiones (ej. evento 17 de enero de 2023) ha llegado a sobrepasarlas. En la Figura 7 se muestran las secciones transversales justo aguas arriba y aguas abajo de este puente, donde se evidencia que particularmente la margen derecha de la zona de aguas arriba cuenta con elevaciones menores a las de la margen izquierda, mientras que, aguas abajo del puente, la margen izquierda es la que presenta una altura de la banca menor a la de la margen derecha. Estos puntos representan los sitios del sector que se han encontrado más susceptibles a desbordamientos ante crecientes.

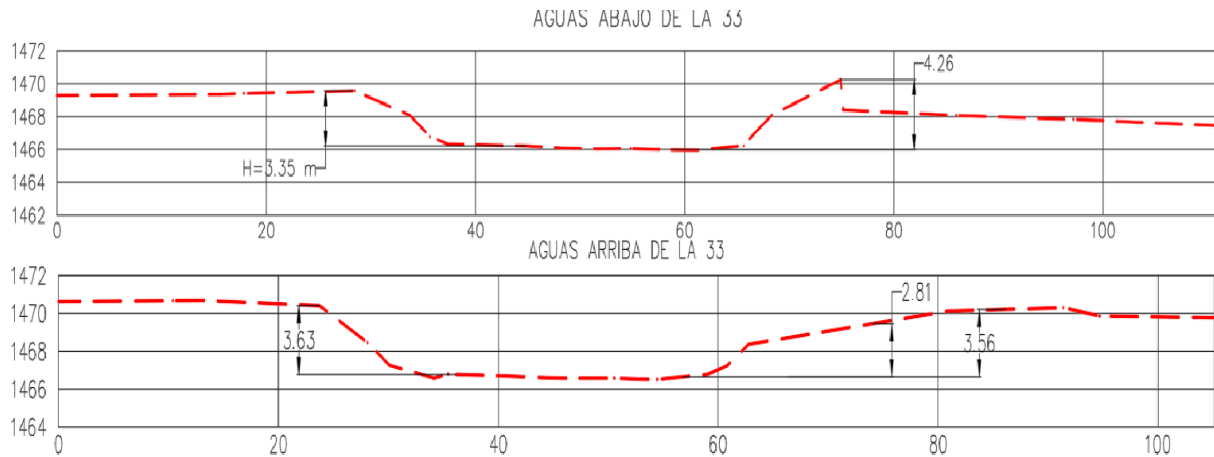


Figura 7. Secciones transversales en el sector del puente de la Avenida 33.

En la Figura 8 se presentan las velocidades del flujo en el sector de Parques del Río para el evento simulado del 17 de enero de 2023, donde se observa también los desbordamientos por la margen derecha aguas arriba del puente 33 y por la margen izquierda aguas abajo de este, que afectaron las vías regionales y en especial los soterrados.

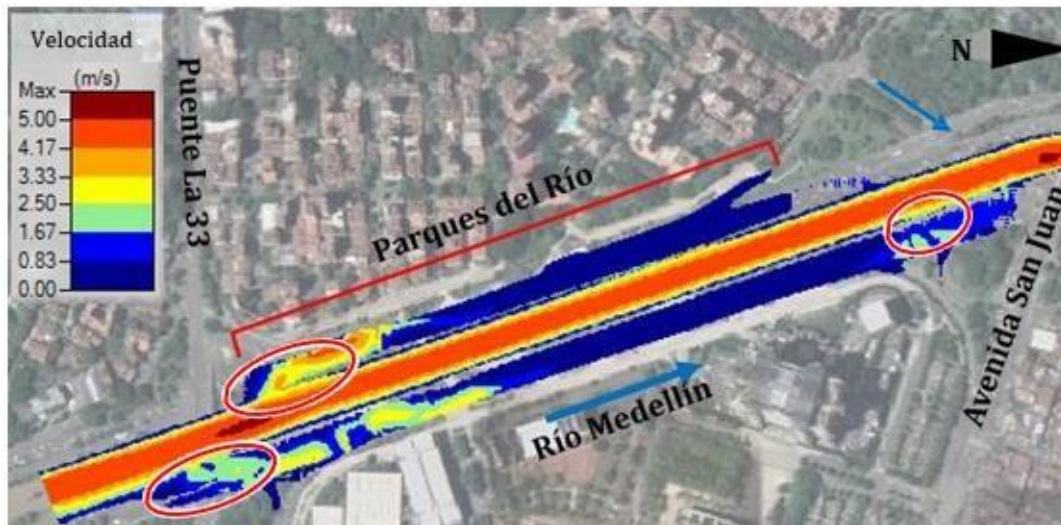


Figura 8. Velocidades del flujo asociadas al evento de inundación del 17 de enero de 2023 en el sector de Parques del Río.

En la Figura 9 se muestran los puntos donde se han presentado los desbordamientos en el sector puente 33: la Avenida Regional sobre la margen derecha y la Autopista Sur sobre la margen izquierda.

En la Figura 10 se observa la sección transversal en la zona de desembocadura de la quebrada La Picacha, donde la banca del canal no supera los 3 m, esto indica que la altura disponible es menor a la elevación de la lámina alcanzada por el flujo durante el evento del 17 de enero de 2023 (3.89 m en Puente 33), por lo que es necesario aplicar las medidas de control.



Figura 9. Sector Puente la 33 afectado por desbordamientos del río Medellín, margen derecha (superior) y margen izquierda (inferior, Autopista Sur).

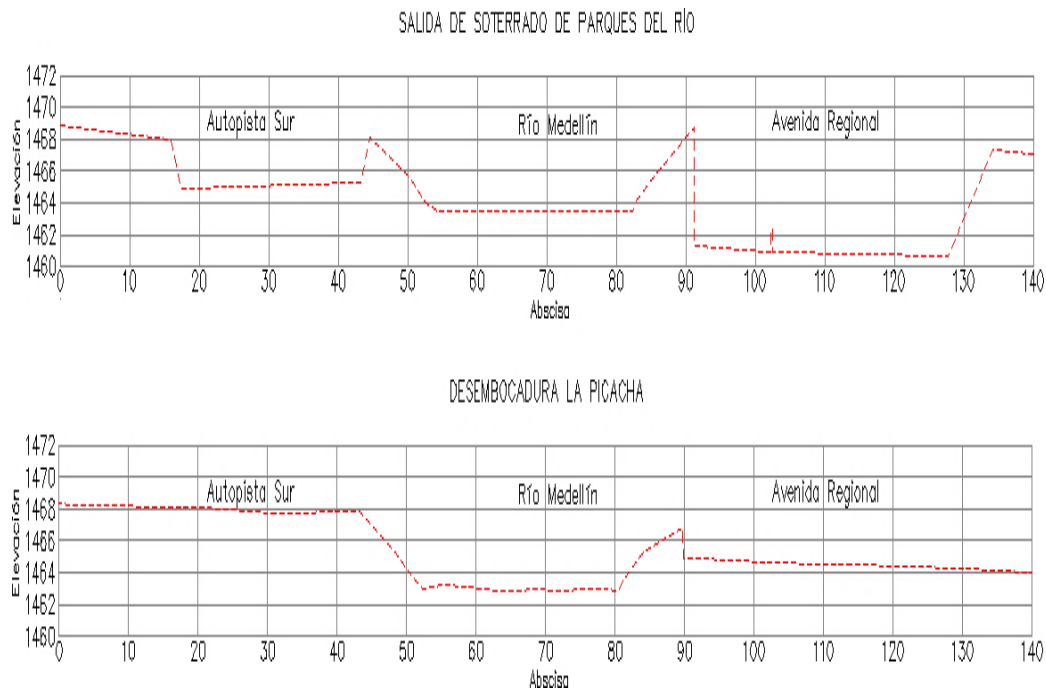


Figura 10. Secciones transversales en sector de la quebrada La Picacha.

En la Figura 11 se presenta la mancha de inundación asociada al evento del 17 de enero de 2023, simulada para el sector de la descarga de la quebrada La Picacha; en esta, al igual que en la Figura 8, se evidencia el desbordamiento sobre la margen derecha del canal que afectó el soterrado oriental de Parques del Río (sentido Sur - Norte), por lo que se considera urgente generar las condiciones hidráulicas necesarias para lograr que las márgenes se encuentren protegidas ante eventos de caudales máximos.

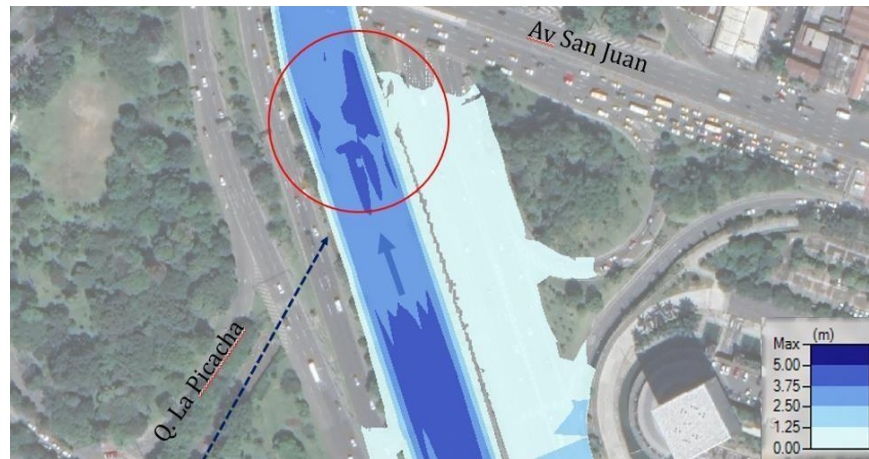


Figura 11. Mancha de inundación asociada al evento 17 de enero de 2023, en el sector de descarga de La Picacha.

En el 2014 se construyeron siete direccionadores (Figura 12) en la margen izquierda del río Medellín, sector de La Macarena, para restablecer la capacidad hidráulica del canal, restringida por la formación recurrente de una barra de material grueso en la parte interna de la curva. El objetivo se logró, pero en aguas altas, se presentan sobre elevaciones tipo ola en todo el tramo externo de la curva. Además, con las crecientes asociadas al cambio climático el flujo se desborda, no solo por la autopista Sur sino también por la regional.



Figura 12. Direccionadores de flujo existentes en el sector de La Macarena.

En la Figura 13 se presenta la sección transversal frente al centro de eventos La Macarena, donde se aprecia que justamente la banca de la margen izquierda cuenta con una altura menor a la de la lámina de agua identificada en la zona durante el evento simulado, dicha lámina alcanza valores superiores a 4.0 metros.

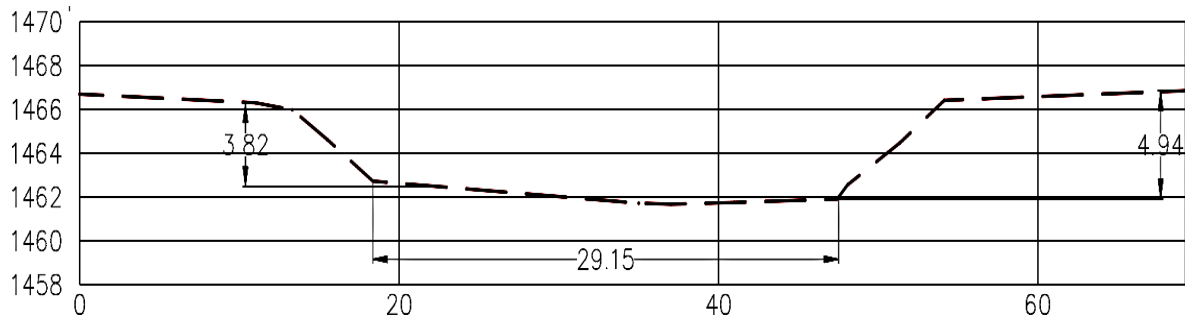


Figura 13. Sección transversal aguas arriba de La Macarena.

En el sector ubicado en inmediaciones del puente Guayaquil se pudo observar que la mayor parte de las obras se encuentran en buen estado; sin embargo, se identificaron 6 puntos críticos cuya distribución se puede observar en la Figura 14.

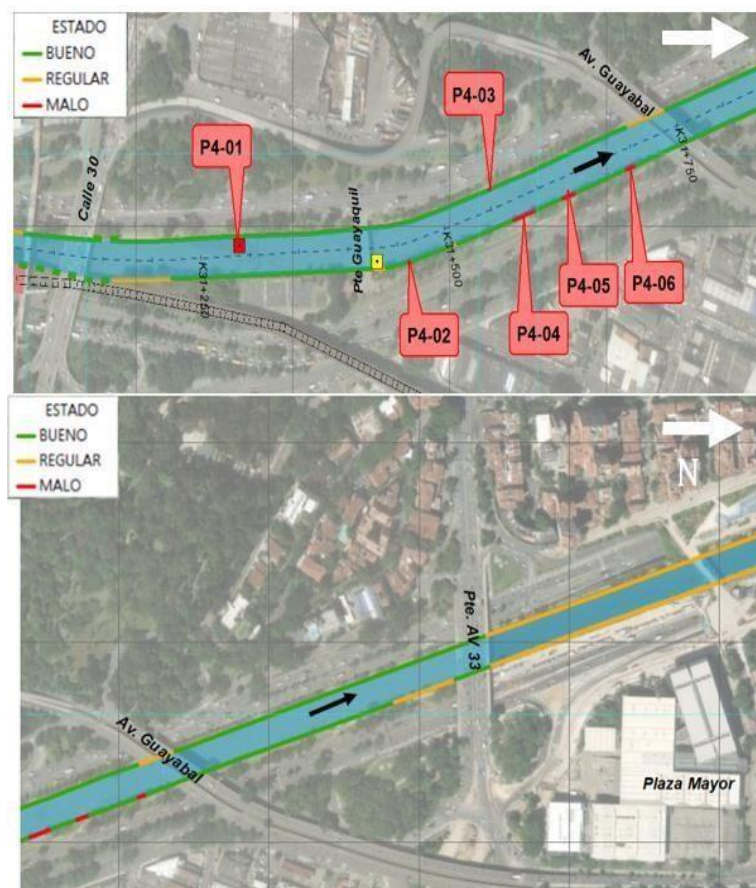


Figura 14. Condiciones actuales del canal en el sector puente Guayaquil y Puente 33.

3 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

La caracterización geológica y geomorfológica del corredor se realizó a partir de la cartografía de la *Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá y de su proceso de armonización con la NSR-10*, desarrollado para los municipios metropolitanos y los

cinco corregimientos de Medellín. Este proceso recopiló, validó y actualizó la información geológica, geotécnica y geomorfológica disponible, con el propósito de unificar los criterios de zonificación y mejorar la representación de las condiciones locales del subsuelo. El Área Metropolitana relaciona como hitos de la microzonificación las versiones de 2002, 2007 y 2016; los productos finales de la armonización fueron publicados y socializados entre 2016 y 2017.

3.1 GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL DEL TRAMO CENTRO — VALLE DE ABURRÁ

El tramo estudiado se localiza en el fondo del valle de Aburrá, siguiendo el corredor del río Medellín y las zonas adyacentes a su canalización. De acuerdo con el mapa de unidades geológicas (Figura 15), las exploraciones se concentran principalmente sobre la unidad **QII**, correspondiente a llenos antrópicos y en estrecha proximidad con la unidad **Qal**, asociada con depósitos aluviales recientes.

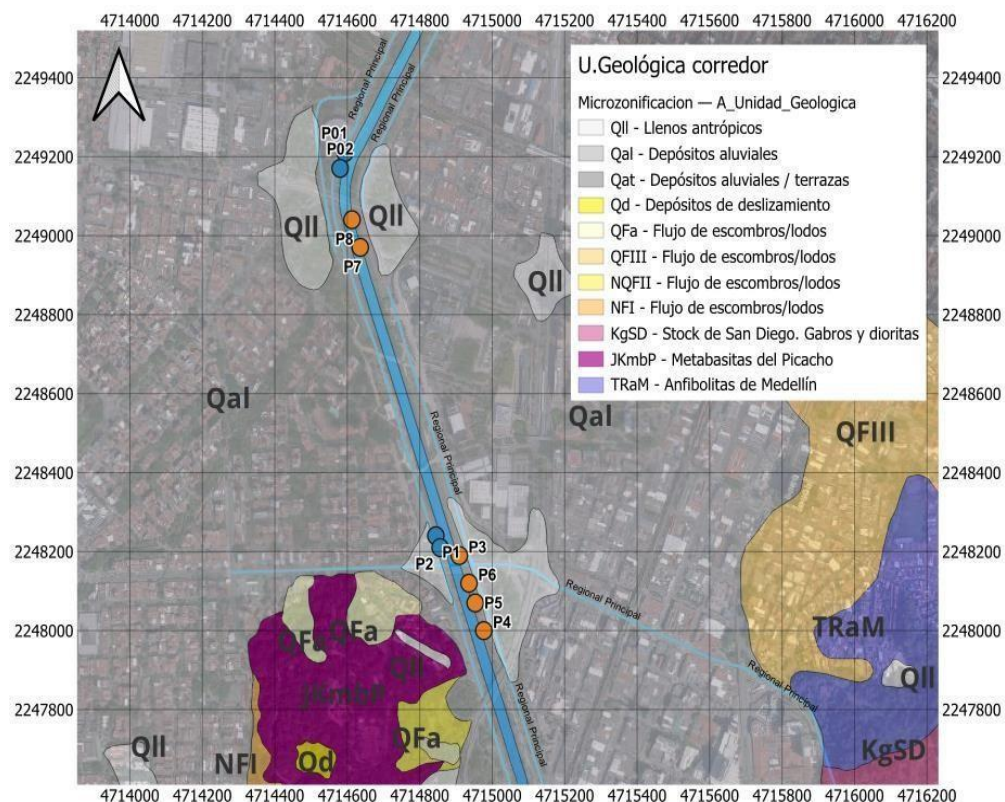


Figura 15. Mapa geológico regional escala 1:10.000 (Microzonificación sísmica AMVA 2016).

Esta configuración es coherente con el intenso grado de intervención del fondo del valle, donde la construcción del canal, las vías regionales, los intercambios viales y las obras urbanas han requerido rellenos, reconfiguraciones y modificaciones sucesivas del terreno natural.

La unidad **Qal — Depósitos aluviales** ocupa áreas extensas a ambos lados del corredor y representa materiales transportados y depositados por el río Medellín y sus afluentes. Estos depósitos pueden presentar variaciones laterales y verticales en su granulometría, alternando suelos finos, arenas, gravas y niveles con bloques, dependiendo de la energía y evolución de los procesos fluviales. Hacia el costado occidental también se reconoce la unidad **Qat**, interpretada como depósitos aluviales o de terrazas, correspondiente a superficies depositacionales relativamente más antiguas y elevadas respecto a la llanura aluvial reciente.

En el entorno ampliado del corredor aparecen depósitos de vertiente y de movimientos en masa representados por las unidades **QFa, QFIII, NQFII y NFI**, clasificadas como flujos de escombros o lodos, además de la unidad **Qd — Depósitos de deslizamiento**. Estas unidades se concentran principalmente hacia los bordes del valle y reflejan el aporte histórico de materiales provenientes de las laderas. En los sectores de mayor elevación afloran o subafloran unidades del basamento, entre ellas el **Stock de San Diego** (KgSD) conformado por gabros y dioritas; las **Metabasitas del Picacho** (JKmbP) y las **Anfibolitas de Medellín** (TRaM).

Los sondeos **P01, P02, P7 y P8**, en el sector norte, y **P1 a P6**, en el sector sur, se encuentran dentro del corredor cuaternario asociado con el río. Por lo tanto, la cartografía permite anticipar un subsuelo heterogéneo, constituido por depósitos aluviales intervenidos y llenos de espesor y composición variables. La delimitación cartográfica es de carácter regional y no reemplaza la información obtenida mediante las perforaciones, los ensayos de campo y los ensayos de laboratorio, los cuales permiten establecer la sucesión estratigráfica efectiva, la profundidad de los contactos y las propiedades geotécnicas requeridas para el diseño.

3.2. CONTEXTO GEOMORFOLÓGICO Y DINÁMICA FLUVIAL DEL RÍO MEDELLÍN-ABURRÁ

Desde el punto de vista geomorfológico, la totalidad de las exploraciones se ubica sobre la unidad **LLA — Llanura aluvial**, la cual ocupa el eje central del Valle de Aburrá y acompaña longitudinalmente el cauce del río Medellín (Figura 16). Esta unidad corresponde a una superficie de pendiente baja, originada por la acumulación sucesiva de sedimentos fluviales y por la migración histórica del sistema de drenaje antes de su canalización y ocupación urbana.

La llanura aluvial actualmente se encuentra intensamente modificada por infraestructura vial, edificaciones, rellenos y obras hidráulicas. La rectificación y canalización del río han restringido su movilidad lateral contemporánea; sin embargo, su origen fluvial sigue siendo determinante para interpretar la composición del subsuelo, la continuidad de los estratos, la presencia de paleocanales y la posible ocurrencia de cambios laterales rápidos entre materiales finos y gruesos.

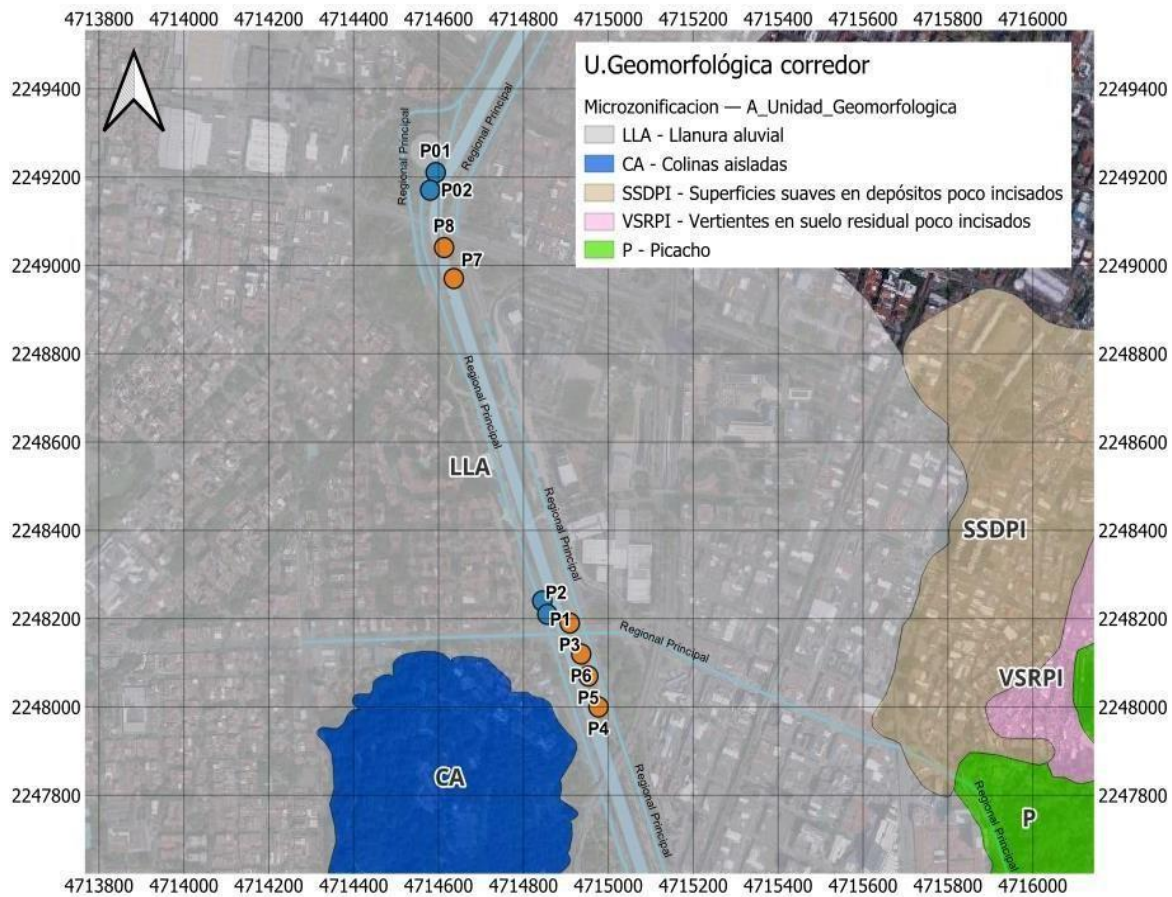


Figura 16. Mapa geomorfológico regional, escala 1:10,000 (Microzonificación sísmica AMVA 2016).

Hacia el suroccidente se identifica la unidad **CA** - Colinas aisladas, que corresponde a elevaciones residuales rodeadas por superficies más bajas del fondo del valle. En el costado oriental aparecen las unidades **SSDPI** - Superficies suaves en depósitos poco incisados y **VSRPI** - Vertientes en suelo residual poco incisadas, las cuales representan la transición entre el fondo aluvial y las vertientes del valle. Más hacia el sureste se delimita la unidad **P** - Picacho, asociada con una elevación de mayor expresión topográfica y con materiales del basamento rocoso.

Los sondeos sobre la llanura aluvial indican que las condiciones geotécnicas del corredor pueden estar controladas por la estratificación fluvial, los rellenos de adecuación, la variabilidad en el grado de consolidación y la posición del nivel freático. En consecuencia, los parámetros de diseño deben establecerse para cada sector a partir de los resultados directos de exploración y no mediante la asignación uniforme de propiedades a toda la unidad geomorfológica.

3.3. EVALUACIÓN GEOLÓGICO-ESTRUCTURAL Y DE GEOFORMAS ACTIVAS EN EL CORREDOR

La cartografía muestra varios trazos clasificados como **lineamientos regionales principales**. Dos de ellos presentan una orientación general aproximadamente norte-sur y se desarrollan de manera subparalela al eje del río Medellín, mientras que otro lineamiento atraviesa el corredor en dirección aproximadamente transversal, en inmediaciones del grupo sur de exploraciones. Esta disposición sugiere un posible control estructural regional sobre la configuración longitudinal del valle y sobre la orientación de algunos drenajes y contactos geomorfológicos.

La presencia cartográfica de estos lineamientos no implica, por sí sola, la existencia de una falla activa atravesando directamente las obras, ni permite concluir que exista una zona de ruptura superficial dentro del corredor. Su representación corresponde a un marco regional que debe complementarse, cuando el alcance del proyecto lo requiera, con la revisión de cartografía estructural y neotectónica, análisis de fotografías aéreas y modelos de elevación, reconocimiento de campo y evaluación de evidencias como escarpes, desplazamientos, drenajes alineados o contactos anómalos.

La geoforma de mayor relevancia para el proyecto es la **llanura aluvial del río Medellín**, considerada una unidad de origen dinámico por su relación con procesos históricos de sedimentación, erosión, divagación del cauce e inundación. Aunque actualmente el río se encuentra canalizado y el corredor está urbanizado, pueden persistir en el subsuelo paleocanales, lentes granulares, depósitos finos de desborde y rellenos colocados durante distintas etapas de intervención.

Desde el punto de vista geotécnico, la interacción entre depósitos aluviales, llenos antrópicos y lineamientos regionales justifica analizar separadamente los diferentes sectores del corredor. Los registros de perforación, la variación de la posición del nivel freático y los resultados de laboratorio constituyen la base para establecer si existen contrastes estratigráficos o mecánicos relevantes entre ambas márgenes y entre los sectores norte y sur.

4 ESTUDIO HIDRÁULICO EN CONDICIONES ACTUALES

En el estudio de amenaza por inundación en el tramo comprendido entre quebrada La Jabalcona y puente Madre Laura, se obtuvo la modelación del canal para la creciente con periodo de retorno de 100 años en condiciones actuales. A partir de dichos resultados, se plantearon entonces alternativas de solución para los problemas de inundación evidenciados justo en la zona entre el sector de la Estación Industriales del Metro y La Macarena, logrando así realizar un análisis e identificación de los sectores que deben ser intervenidos.

El estudio contempló dos escenarios: el primero corresponde a las condiciones actuales del tramo y el segundo a las condiciones proyectadas (Resultados de la simulación del flujo con las obras proyectadas); en este último se incluyeron las obras de intervención propuestas, las cuales se describen en apartados posteriores.

Las condiciones, calibraciones y parámetros adicionales de la modelación hidráulica, así como los resultados de profundidad y velocidad para toda la zona de estudio se presentan detalladamente en el numeral 5. Estudio Hidráulico -I Informe final Componente Amenaza por Inundación.

En la Figura 17 se presenta el tramo del MDT donde se localiza la zona objeto de diseño comprendida entre la estación Industriales y La Macarena; además, se muestra un acercamiento de cada uno de los puntos de interés.

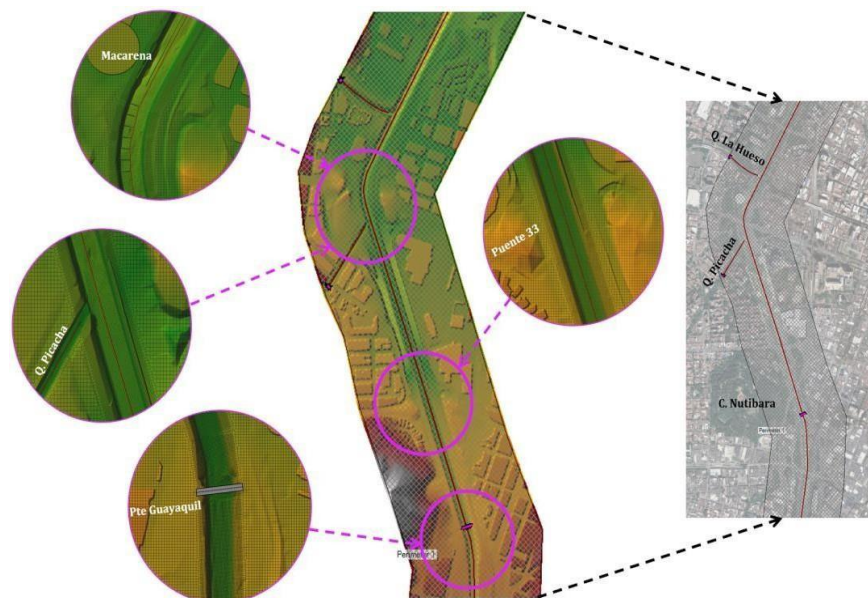


Figura 17. Modelo digital del terreno (MDT) utilizado en el modelo hidráulico HEC RAS -2D.

Por otro lado, en el Componente de Hidrología se estimaron los caudales de diseño asociados a diferentes periodos de retorno, contemplando el uso de curvas IDF estacionarias y no estacionarias (Tomo 1 Componente Hidrología). Estos caudales constituyen la magnitud de las crecientes empleadas para cada una de las modelaciones realizadas; dentro de estos se destacan los caudales del río Medellín en los puntos de descarga de las quebradas La Poblada, La Altavista y La Hueso, ya que son los volúmenes de flujo que tienen influencia en el tramo donde se localizan los puntos de intervención (Tabla 1).

Teniendo como base la topo-batimetría, caudales de diseño No estacionarios, la calibración de la rugosidad, la definición de la malla, se simuló el flujo mediante el programa HEC RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) en su versión 6.3.1 en el tramo descarga de la quebrada La Jabalcona hasta el puente de La Madre Laura. A continuación, se presentan los resultados de la modelación hidráulica

para diferentes condiciones de caudal (Q_{100} , Q_{50} , Q_{25} , Q_2) y el canal en condiciones actuales (sin obras).

Tabla 1. Caudales de diseño (m^3/s) No estacionarios en la zona objeto de diseño.

Punto Río Medellín	Período de retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
	Q_2	Q_5	Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}	Q_{100}
Qda. La Poblada	295.7	374.7	448.7	569.1	651.4	742.6
Qda. La Altavista	337.0	424.6	507.1	643.9	739.0	845.3
Qda. La Hueso	368.2	460.1	546.7	688.2	786.2	894.9

4.1 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA EN CONDICIONES ACTUALES - Q_{100}

Los resultados de la modelación hidráulica para los caudales asociados a Q_{100} que varían a lo largo del tramo así: $Q_{100} = 742.60 m^3/s$ en la entrada a la zona de diseño, (sector del Puente Guayaquil), $Q_{100} = 845.30 m^3/s$ a la altura de la descarga de la quebrada La Altavista (sector puente 33) y $Q_{100} = 860.43 m^3/s$ en el sector de La Picacha y La Macarena.

4.1.1 Sector Puente Guayabal - Puente 33

En el caso de Puente 33 (Figura 18b), se observa que los niveles del flujo sobrepasan la capacidad del canal, ocurriendo desbordamientos sobre ambos márgenes. En la margen derecha se ven comprometidos los predios del barrio Perpetuo Socorro y la Avenida Regional hasta el ingreso al soterrado oriental de Parques del Río, mientras que, en la margen izquierda, la zona afectada corresponde a la Autopista Sur y por tanto el soterrado Occidental. En este caso se resalta que los desbordamientos en este punto, sumados con los procedentes de aguas arriba (en la estación Poblado, puente Guayaquil, puente Guayabal) son los principales responsables de las afectaciones en los soterrados de Parques del Río.

Las zonas de desbordamiento predominan y tienen una mayor extensión sobre la margen derecha, teniendo una longitud de aproximadamente 500 m desde el Puente Guayaquil hasta el puente de la Avenida 33, mientras que, sobre la margen izquierda, las zonas de desbordamiento se extienden hasta por 100 m en la zona ubicada aguas abajo de la Avenida Guayabal (Figura 18a) y alrededor de 250 m aguas abajo del puente de la Av. 33 (Figura 18b).

En la Figura 19 se observa que, por fuera del canal, en inmediaciones de la vía y el canal del río, se presentan profundidades que varían entre 0,75 y 3,5 m, mientras que, sobre la Autopista Sur, la Avenida Regional y el resto de la zona inundada, se presentan

profundidades inferiores a 0,75 m, excepto en los soterrados de Parques del Río, donde son superiores a 5,5 m.

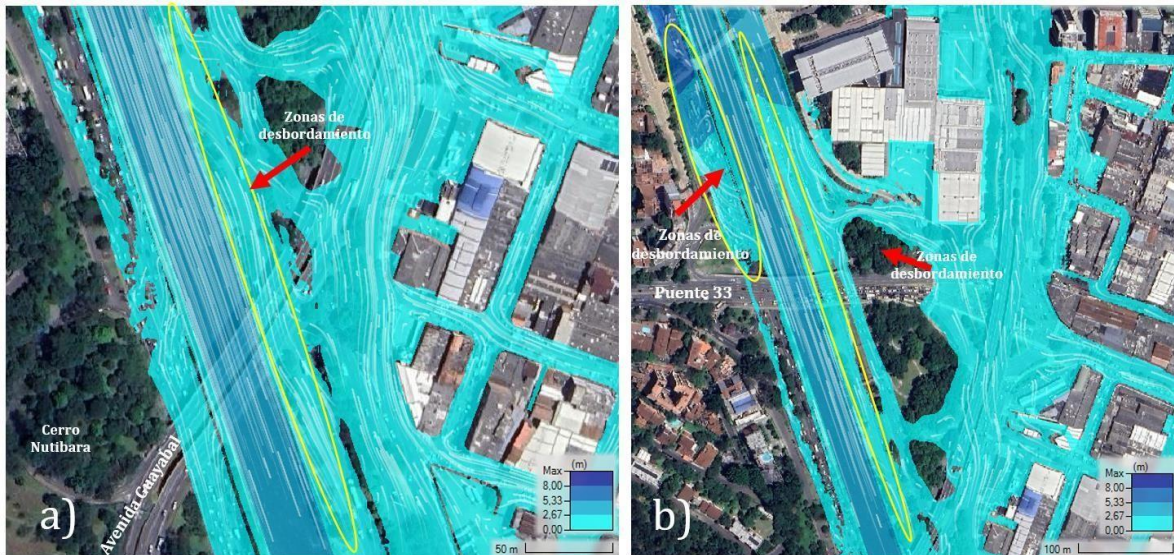


Figura 18. Zonas de desbordamiento asociadas a $Q=845,3 \text{ m}^3/\text{s}$, a) sector puente Guayabal; b) sector Puente 33.

Por otro lado, en lo que concierne a las velocidades (Figura 19b) al interior del canal las velocidades varían entre 4,5 y 6,0 m/s, en los puntos de desbordamiento alcanzan los 4,5 m/s.

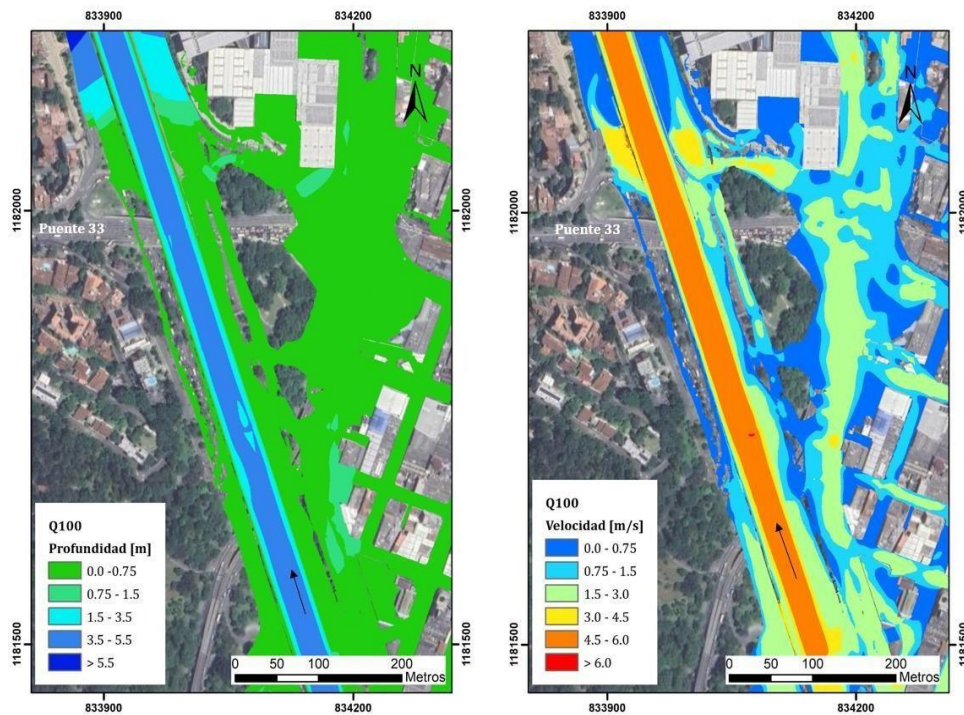


Figura 19. Resultados de Modelación hidráulica asociada a Q_{100} en condiciones actuales, sector Puente Guayabal – Puente 33. a) mapa de profundidades; b) mapa de velocidades.

4.1.2 Sector Parques del Río – descarga Q. La Picacha

En la desembocadura de la quebrada La Picacha se observa que el flujo se desborda sobre la margen derecha del río en una mayor extensión, resaltando que el flujo proveniente del soterrado occidental regresa al canal del río entre la salida de este deprimido y la descarga de la quebrada justo sobre la margen izquierda, como se aprecia en la Figura 20. En este sector, la Avenida Regional se inunda en su totalidad.

Sobre la margen derecha se observó una zona de desbordamiento que se extiende por alrededor de 200 m desde la zona de confluencia entre la quebrada y el río Medellín, hasta la Avenida San Juan; mientras que sobre la margen izquierda se identificaron dos zonas principales, la primera corresponde con un tramo de aproximadamente 40 m aguas arriba de la desembocadura de La Picacha y la segunda, comprende el sector aguas abajo de la desembocadura de la quebrada hasta la Avenida San Juan extendiéndose alrededor de 100 m.

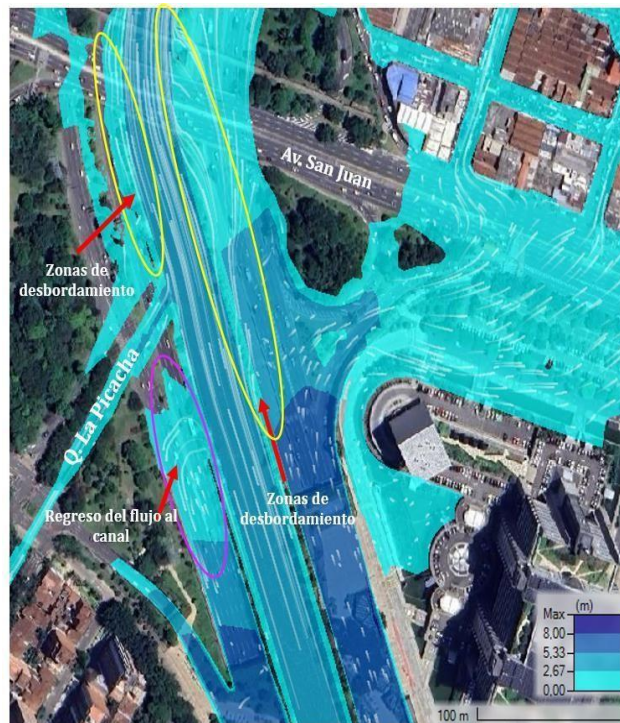


Figura 20. Zonas de desbordamiento sector Parques del Río – Q. La Picacha.

Los desbordamientos sobre la margen derecha, en inmediaciones de la vía y el canal del río (Figura 21a), alcanzan profundidades que varían entre 0,75 m y 3,5 m, mientras que sobre la Avenida Regional las profundidades oscilan entre 1,4 y 5,5 m, llegando a superar los 6 m en cercanías a la salida del soterrado; se observa una disminución de estos valores aguas abajo de esta zona, hasta alcanzar los 0,75 m a la altura del Puente San Juan. Sobre la margen izquierda, aguas arriba de la zona de descarga de La Picacha, la lámina de agua que desborda no supera los 1.2 m de profundidad, y en la zona aguas abajo de la misma, las profundidades del área desbordada son menores a 0,75 m.

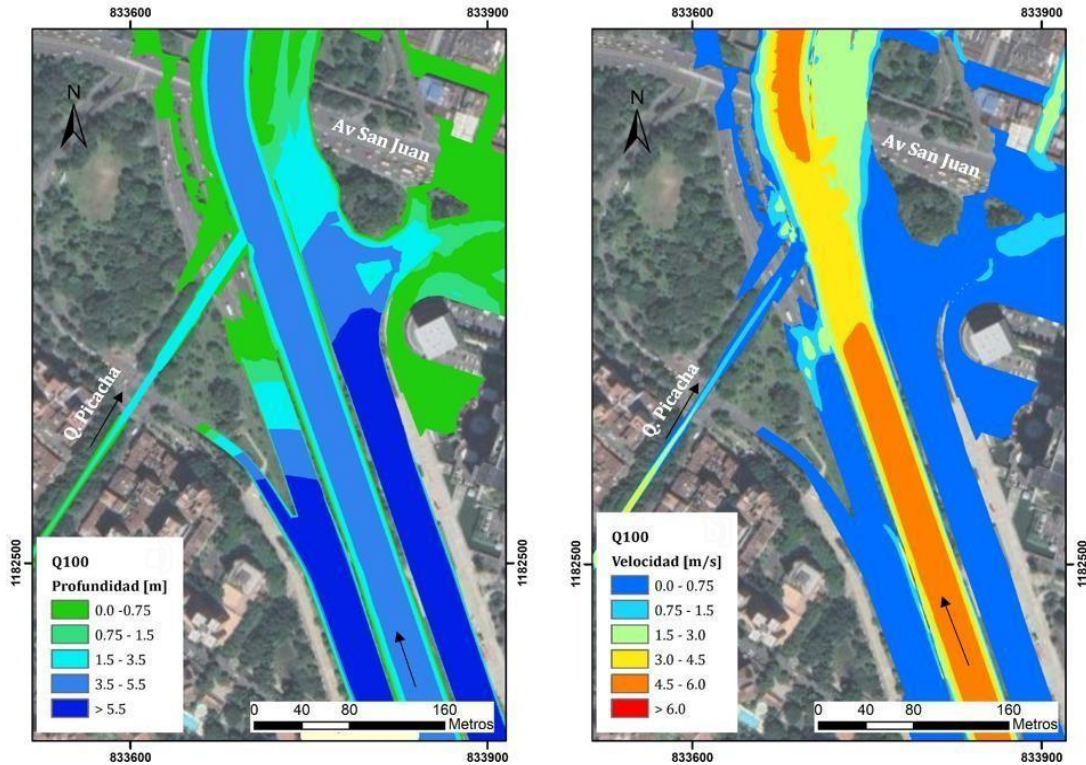


Figura 21. Resultados de modelación hidráulica asociada a Q_{100} en condiciones actuales sector Parques del Río – Q. La Picacha, a) Mapa de profundidad; b) Mapa de velocidad.

Las velocidades (Figura 21b) en inmediaciones de la zona de descarga de la quebrada se ubican entre 3,5 y 4,5 m/s, en la zona de desbordamiento de la margen derecha, sobre la Avenida Regional, se presentan velocidades que varían entre 1,5 y 3,0 m/s. Al observar la margen izquierda, el comportamiento de las velocidades es similar en los dos puntos de desbordamiento (aguas arriba y aguas abajo de la descarga de La Picacha), teniendo valores entre 0,75 y 3 m/s.

4.1.3 Sector La Macarena

En La Macarena, los desbordamientos asociados a Q_{100} se encuentran concentrados sobre la margen izquierda del canal (Figura 22) afectando la Autopista Sur en el tramo comprendido entre la descarga de la quebrada La Picacha y el centro de eventos. Con los resultados, se corrobora el papel que juega la curvatura convexa que presenta el río en esta zona. En este caso se destaca que el muro existente localizado justo en frente de La Macarena no es sobrepasado por la lámina de agua.

Según el mapa de profundidades (Figura 23a), la altura de la lámina de agua (asociada a Q_{100}) sobre los direccionadores localizados en la margen izquierda supera los 5,0 m; en esta misma margen se presentan profundidades que van desde los 0,75 m hasta los 3,5 m a lo largo de la banca, mientras que sobre la Autopista Sur y La Macarena las profundidades siempre son inferiores a 0,75 m.



Figura 22. Mapa de profundidades asociada a Q_{100} con flechas que indican la dirección del flujo sector La Macarena.

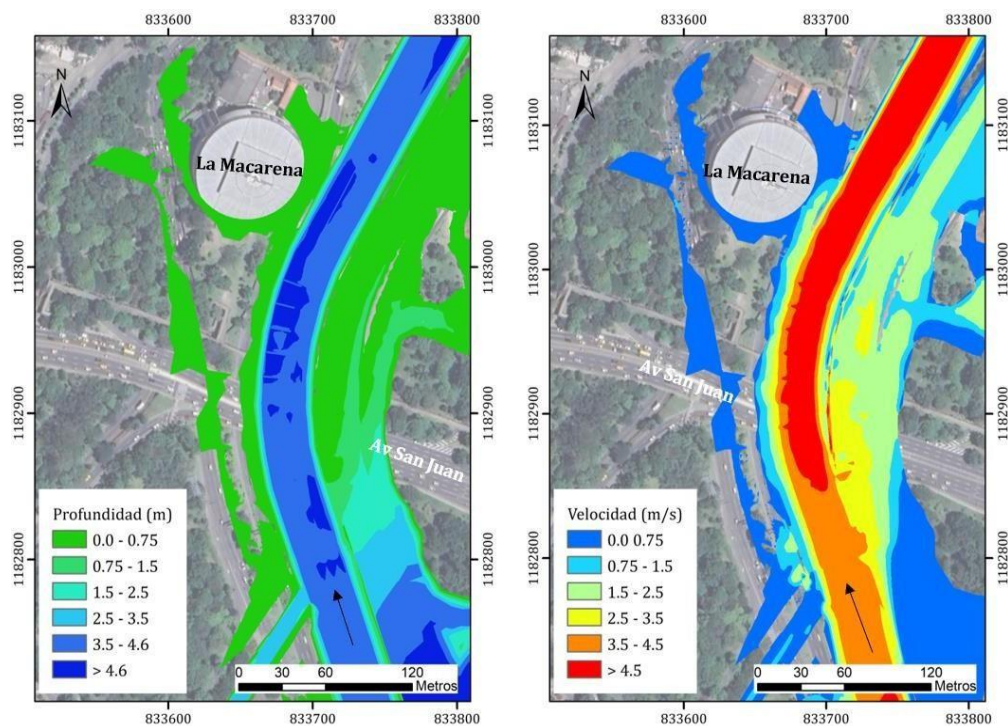


Figura 23. Características del flujo asociado a Q_{100} en condiciones actuales sector La Macarena.
a) Mapa de profundidades; b) Mapa de velocidades.

En la Figura 23b, se observa que al interior del canal las velocidades son menores (4,5 m/s) aguas arriba de los direccionadores y superan los 4,5 m/s tanto en el paso por estas estructuras como aguas abajo de las mismas. Por fuera del canal de flujo, se presentan velocidades entre 1,5 y 3,0 m/s sobre la Autopista Sur y la Avenida Regional, mientras que en el resto de la zona inundada las velocidades no superan los 0,75 m/s.

Dada la presencia de direccionadores en este punto, se optó por analizar el perfil de flujo y los esfuerzos cortantes en esta zona. En el perfil (Figura 24) se puede destacar las sobrelevaciones del perfil que se han venido observando justo en esta zona frente a La Macarena.

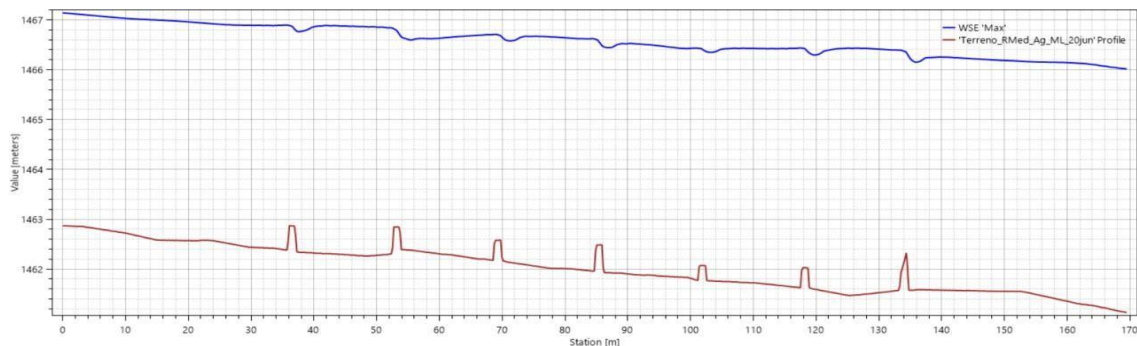


Figura 24. Altura de la lámina de agua asociada a Q_{100} sobre los direccionadores existentes.

Para estimar los esfuerzos que resiste el material (esfuerzos críticos) ante las fuerzas de arrastre del flujo, se determinó la distribución granulométrica (Figura 25) de una muestra de sedimentos tomada del lecho (conteo de Piedras de Wolman). A partir del modelo de Meyer Peter & Muller (1948) y el diagrama de Shields (1936) se determinaron los esfuerzos críticos asociados a cada diámetro característico los cuales se presentan en la Tabla 2.

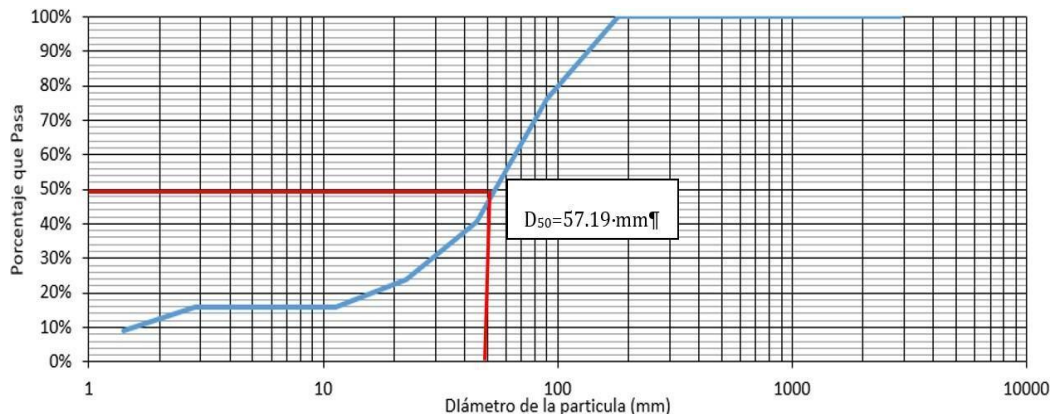


Figura 25. Curva granulométrica en el sector de La Macarena.

El esfuerzo cortante (τ_c) requerido para mover el tamaño D_s , en función del peso específico del sedimento (γ_s) y el peso específico del agua (γ_w).

$$\tau_c = 0,047 D_s(\gamma_s - \gamma_w) \quad \text{Meyer Peter \& Muller (1948)}$$

Tabla 2. Diámetros característicos y esfuerzo cortante crítico estimado

Diámetro (mm)	D ₁₀	D ₁₆	D ₃₅	D ₅₀	D ₆₅	D ₇₅	D ₈₄	D ₉₀
	1,63	11,54	37,73	57,19	76,24	85,80	120,08	142,93
τ_c (Pa)	1,24	8,77	28,70	43,51	58,00	65,27	91,35	108,74

En la Figura 26 se aprecia que los esfuerzos alcanzados por el flujo con el caudal de los 100 años superan los esfuerzos críticos necesarios para mover el D₅₀, situación similar ocurre para caudales cercanos al de 2 años, hecho que nos indica que los direccionadores existentes de cierto modo son capaces de remover continuamente los depósitos de sedimentos que se tienden a formar en esta zona.

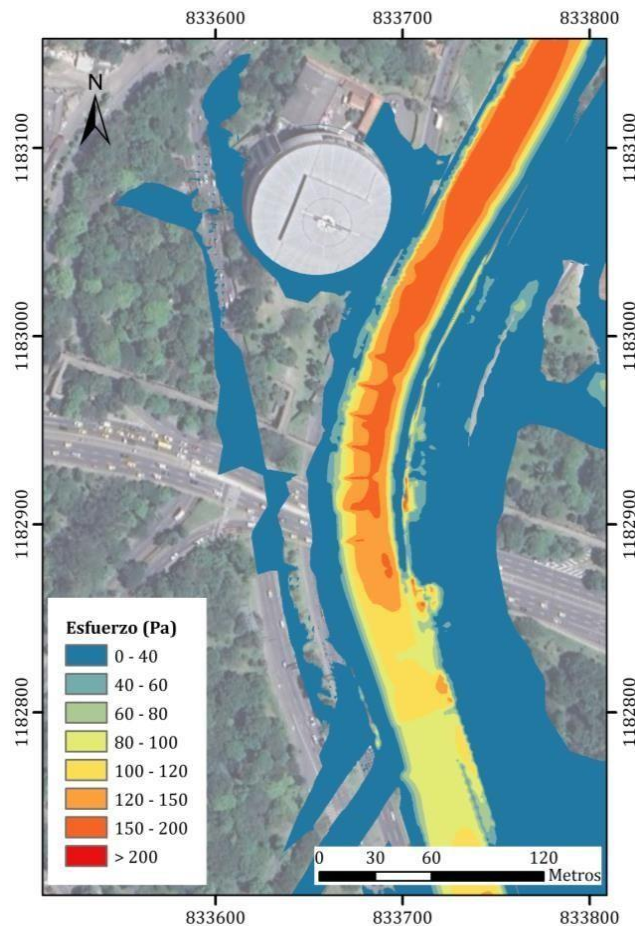


Figura 26. Mapa de esfuerzos cortantes asociados a la crecida Q_{100} , en condiciones actuales, sector de La Macarena.

4.2 MODELACIÓN HIDRÁULICA CON Q_{50}

Para la identificación de valores de caudales asociados a la capacidad del canal, se realizó la modelación de caudales con periodo de retorno de 50, 25, 10 años, de los cuales se presenta un resumen de los resultados. Los caudales asociados a período de retorno 5 y 2,0 años también fueron modelados; sin embargo, los resultados no se

presentan en este documento teniendo en cuenta que son caudales que pueden transitar por el canal sin desbordamientos. En la Tabla 1 se presentan los caudales para los puntos objeto de diseño.

Para el caudal Q_{50} se tiene valores entre $651,4 \text{ m}^3/\text{s}$ a $753,4 \text{ m}^3/\text{s}$ a la altura de la descarga de la quebrada La Poblada y La Picacha respectivamente. La mancha de inundación alcanza mayor extensión sobre la margen derecha del canal (similar a la mancha asociada a Q_{100}) siendo el único cambio apreciable entre ambos modelos la profundidad de la lámina de agua que para este caso varía entre 0 y 5,3 m, a excepción de la zona del soterrado, donde se observan profundidades de hasta 7 m. Las principales zonas afectadas para estas condiciones (al igual que para Q_{100}) son la plaza de eventos La Macarena, el edificio de EPM, la Avenida Regional a la altura de parques del río, el barrio Perpetuo Socorro y la zona aledaña al puente Guayaquil (Figura 27).

4.3 MODELACIÓN HIDRÁULICA CON Q_{25}

Caudales entre los $569,1 \text{ m}^3/\text{s}$ y los $657,4 \text{ m}^3/\text{s}$ fueron obtenidos de la hidrología para los puntos de descarga de la quebrada La Poblada y La Picacha respectivamente. En la Figura 27 se presenta la mancha de inundación, se destaca que esta se comporta de manera similar a las obtenidas para Q_{100} y Q_{50} , donde las principales afectaciones se ubican sobre la margen derecha del canal.

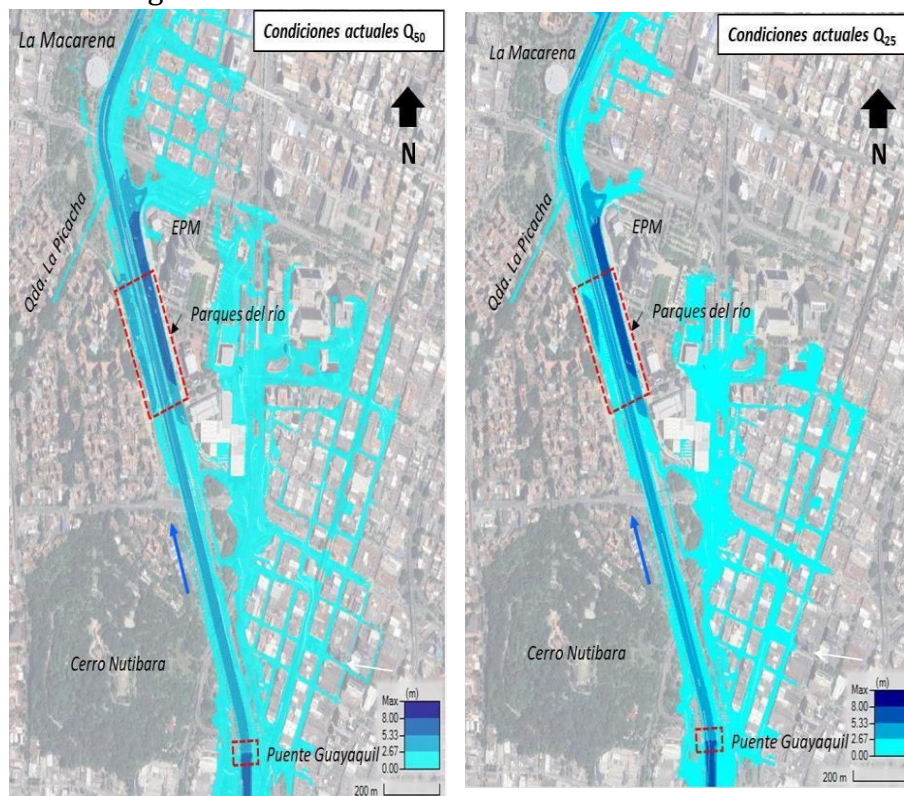


Figura 27. Mancha de inundación asociada a Q_{50} (izquierda) y a Q_{25} (derecha), Tramo Puente Guayaquil - Industriales.

Para este resultado nuevamente se observa una variación en las profundidades obtenidas para la lámina de agua, teniendo valores entre 0 y 2,7 m, nuevamente exceptuando la zona del soterrado donde se alcanzan valores de hasta 7 m. Los principales sectores afectados según este modelo son el edificio de EPM, la Avenida Regional a la altura de Parques del Río, el barrio Perpetuo Socorro y puente Guayaquil. Sin embargo, llama la atención que en algunos puntos a lo largo del tramo de estudio el valor de caudal que transita por el canal se acerca a la capacidad hidráulica de este (K22+360).

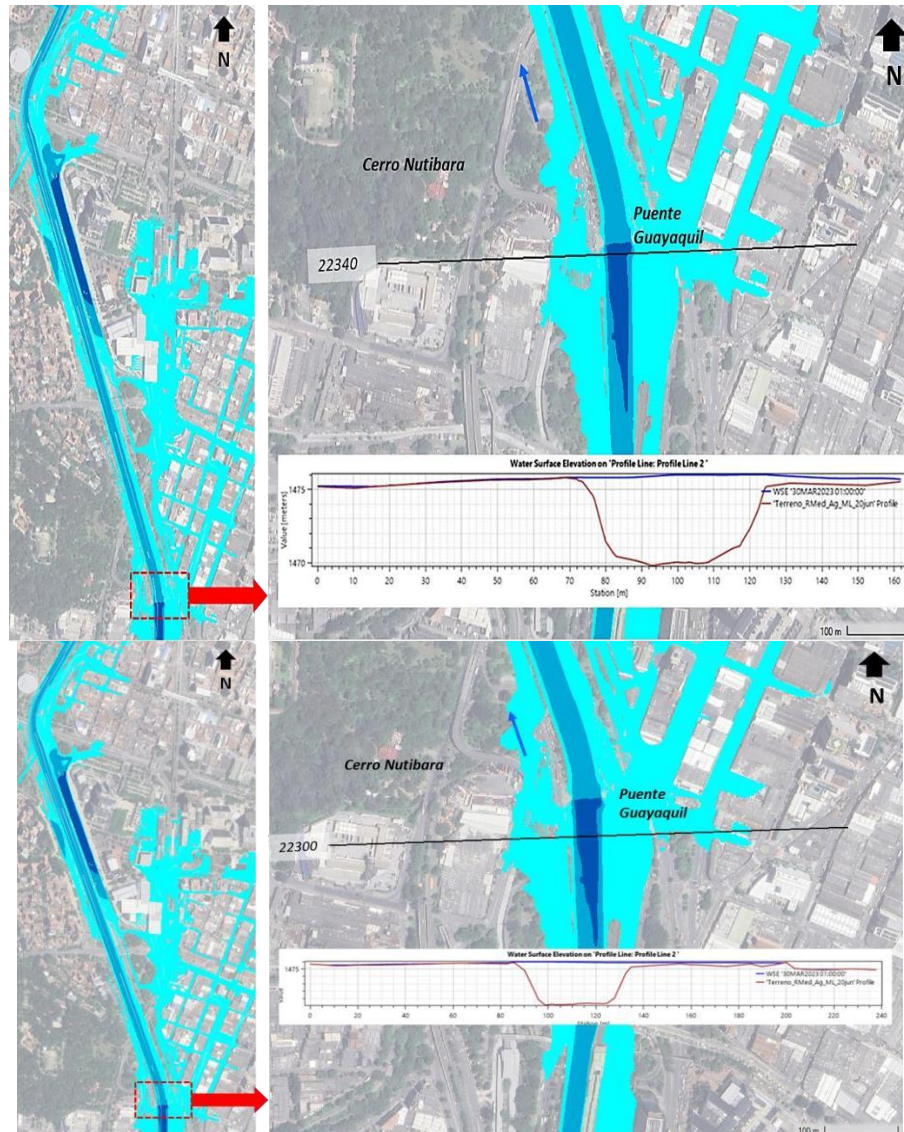


Figura 28. Resultados de la modelación Q_{25} para secciones transversales aguas arriba del puente Guayaquil.

Aguas arriba del puente Guayaquil se siguen presentando los desbordamientos en los mismos lugares evidenciados con los caudales anteriores; sin embargo. En inmediaciones del puente, la margen derecha tiene menor elevación que la izquierda

por lo que los desbordamientos en este caso son mayores en este punto (Figura 28).

Aguas abajo del puente debido a los grandes desbordamientos presentados aguas arriba en el parque Chorritos, la lámina de agua no supera las bancas del canal, tal y como se aprecia en la Figura 29.

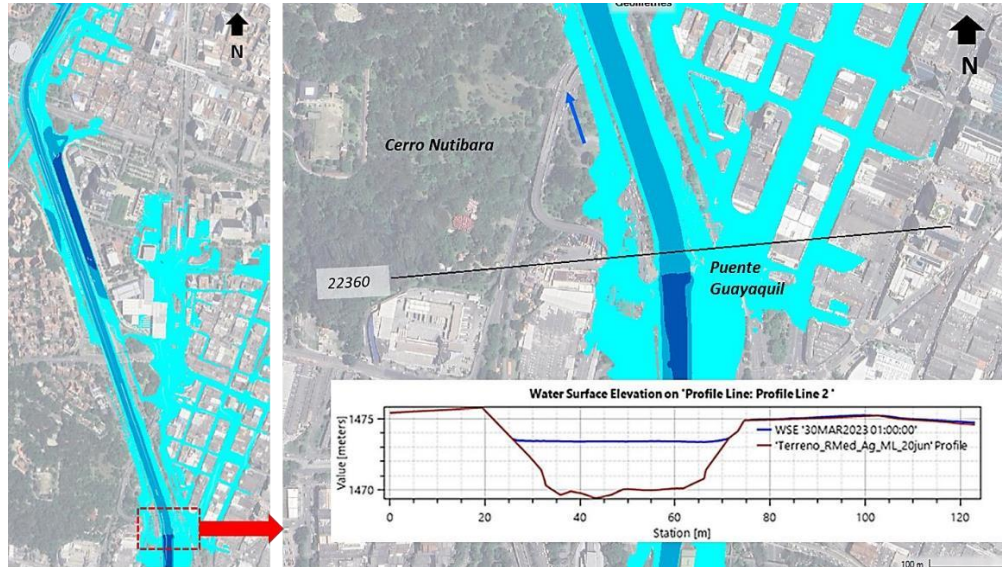


Figura 29. Resultados de la modelación Q_{25} para sección transversal K22+360 – Aguas abajo del puente Guayaquil.

Un kilómetro aguas abajo justo en Parques del Río, el canal no presenta desbordamiento importante, gran parte del volumen que llega a los soterrados tal y como se ha reiterado a lo largo de este documento parte de la zona del Poblado y los puentes Guayaquil, Guayabal y Puente 33. Con los resultados de este modelo se verificó que la capacidad aproximada del canal en la zona es de unos $579,04 \text{ m}^3/\text{s}$ valor que difiere en unos $266,26 \text{ m}^3/\text{s}$ del caudal de diseño que sería el de los 100 años (Figura 30). En este punto se observó además que la margen derecha del canal presenta mayores elevaciones que izquierda, caso contrario a los tramos de aguas arriba de Puente 33.

4.4 MODELACIÓN HIDRÁULICA CON Q_{10} .

Para este caudal, se aprecia que la zona más afectada por la inundación es el soterrado oriental de Parques del Río, en este caso justo enfrente de la descarga de la quebrada La Picacha, sin embargo, para esta condición la extensión de la mancha es mucho menor que para los casos anteriores, alcanzando profundidades de lámina de agua de máximo 1.7 m sobre el soterrado. Este aspecto nos permite llegar a concluir que la capacidad del canal del río Medellín en este tramo es cerna al caudal con periodo de retorno de 10 años (Figura 31). Esto en cierto punto es preocupante teniendo en cuenta que los volúmenes que deben ser controlados para evitar la inundación en todo el tramo centro del río son exageradamente altos en comparación con los que pueden transitar por el canal.

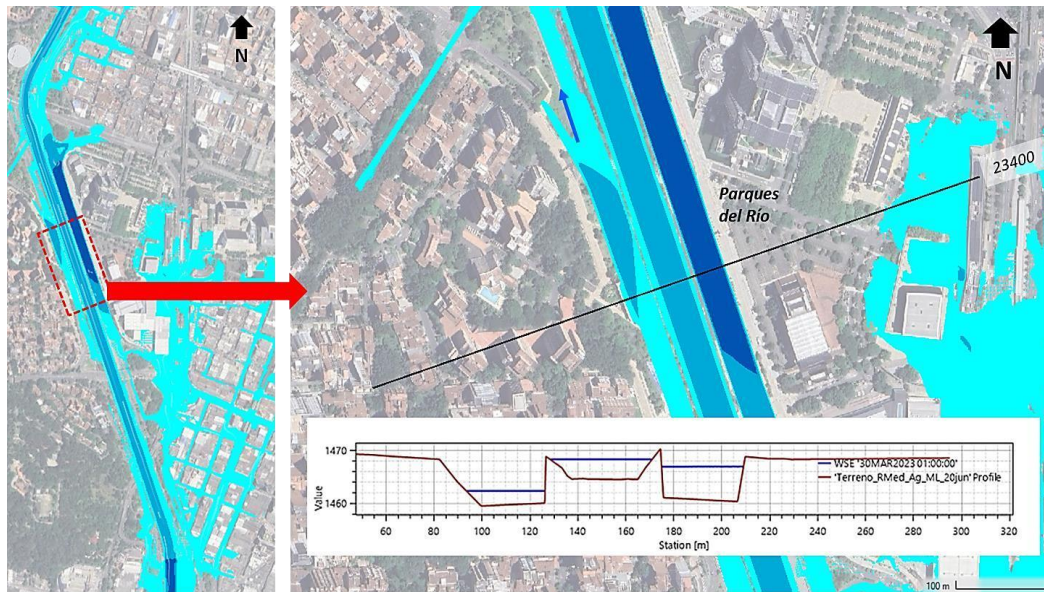


Figura 30. Resultados de la modelación Q_{25} en sección transversal K23+400 – Parques del Río.



Figura 31. Mancha de inundación asociada a Q_{10} , Tramo Puente Guayaquil - Industriales.

En cercanías del puente Guayaquil, con las condiciones modeladas para Q_{10} el canal tiene capacidad para $428 \text{ m}^3/\text{s}$, valor que dista del Q_{100} en unos $314,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta insuficiencia hidráulica está fundamentada en el área de la sección del canal que ocupa el puente

actualmente que es de alrededor de un 40%. Con lo anterior, se hace necesaria la implementación de una obra robusta con el objetivo de darle una mayor capacidad al río de forma que el caudal restante pueda transitar por el canal sin desbordarse y afectar las vías y estructuras aledañas. Con esto, se resalta que los cambios en la cobertura del suelo en especial en la parte alta de la cuenca y el cambio climático son responsables directos del aumento de estos caudales y por tanto de que las inundaciones en el río sean de esta magnitud.

5 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Teniendo en cuenta que la capacidad hidráulica del canal del río Medellín no es suficiente para dar paso a eventos máximos de caudal con período de retorno 100 años, es necesario el diseño de una obra que brinde condiciones que propicien la evacuación del flujo sin desbordamientos que afecten las zonas aledañas al canal como lo son las vías regionales, los soterrados de Parques del Río y demás edificaciones como el edificio de EPM, Plaza Mayor, entre otros.

Ante la necesidad de implementar una obra en esta zona desde la estación Industriales hasta La Macarena, se plantearon algunas alternativas basadas en el limitado espacio con el que se cuenta, además de cuestiones de urbanismo, costos y extensión de intervención, interferencia en visibilidad al río y el patrimonio como lo es el puente de Guayaquil.

5.1. ALTERNATIVA 1. MUROS MARGINALES EN CONCRETO REFORZADO Y EN GAVIONES.

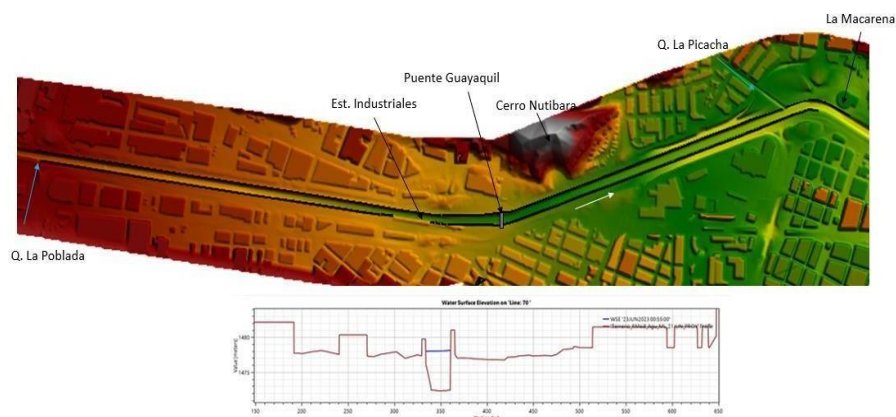


Figura 32. Representación de la alternativa 1- Muros marginales en concreto reforzado.

Esta alternativa consiste en la elevación de las paredes del canal por medio de muros en concreto reforzado o gaviones dependiendo el caso, realizando una intervención en el tramo comprendido desde el edificio Bancolombia (K21+560) hasta la plaza de eventos La Macarena (K24+320). En esta propuesta se incluye también la elevación de

los muros de ingreso del soterrado y los muros de la vía férrea en la margen izquierda justo en la estación Industriales. A la altura de la estación Industriales, por ejemplo, es necesario elevar la margen izquierda donde se ubica el Metro alrededor de unos 0,4 m. Elevando la altura de ambas márgenes, el modelo muestra represamiento del flujo (de unos 3,45 m de altura) en el sector del puente Guayaquil (Figura 33), represamiento que llega a afectar unos 830 m aguas arriba del puente hasta la altura del edificio de Bancolombia, mientras que en condiciones actuales el represamiento es de aproximadamente 2 m (ya que el flujo tiene opción de desbordarse).

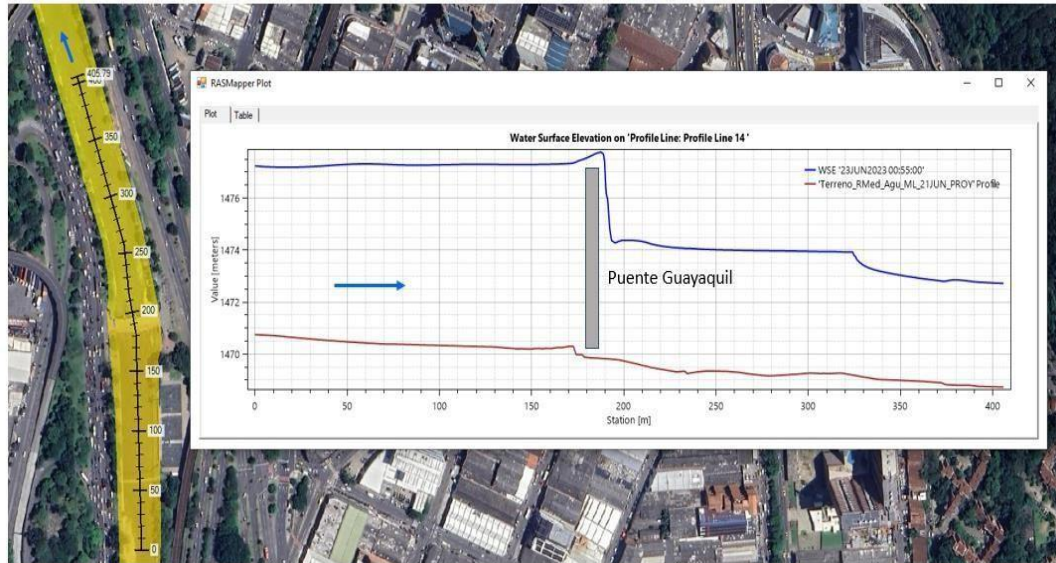


Figura 33. Perfil altimétrico aguas arriba del puente Guayaquil - Alternativa 1.

Teniendo en cuenta lo anterior, se hace necesaria la implementación de una obra que permita el aumento de la capacidad del canal justo aguas arriba de este puente Guayaquil, resaltando que la sola construcción de muro marginales si bien solucionaría los problemas de inundación tendrían repercusiones en la percepción del paisaje y el urbanismo de la zona.

Aguas arriba del puente de Guayaquil (Figura 34), los muros deberían ser elevado 1.7 m, pero la presencia del parque de Los Chorritos de EPM (vecino del puente por la margen derecha del canal, ocupando unos 87 m lineales), obliga a pensar en una alternativa amigable con el buen funcionamiento de este parque y un gran detalle desde el diseño.

En el sector aledaño al puente de la Avenida 33 el canal cuenta con un ancho aproximado de 31 m y se encuentra confinado por la margen izquierda con la Autopista Sur y por la margen derecha con la Avenida Regional (Figura 35); el modelo de simulación muestra que aguas arriba del puente, la altura necesaria para evitar desbordamiento sería de alrededor de 0,59 m en la margen izquierda y 0,82 m en la margen derecha. En este caso estamos hablando de alturas relativamente bajas que no logran interferir demasiado con la visibilidad desde la vía al río.

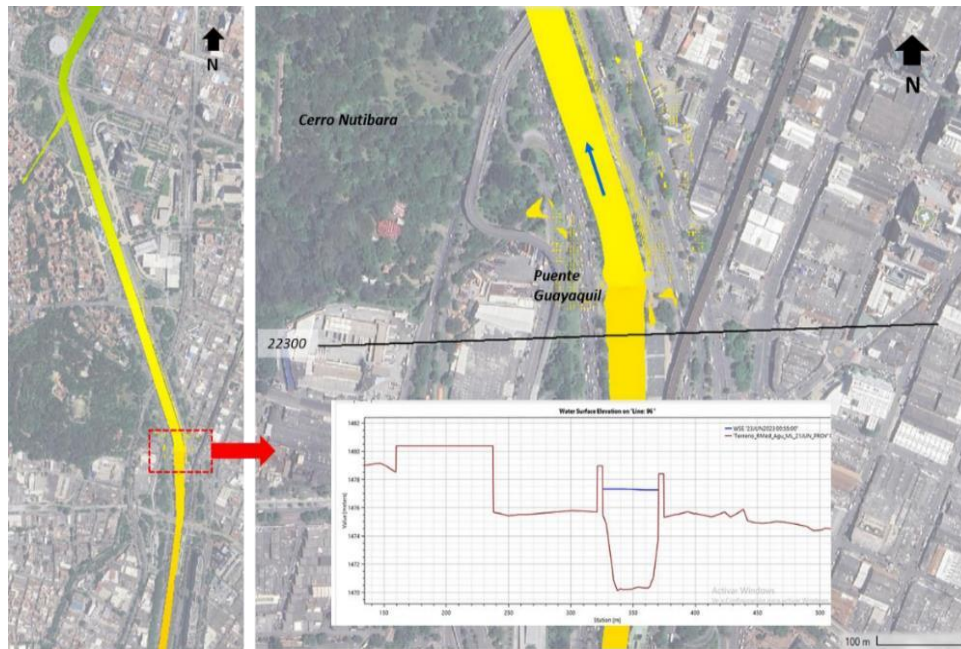


Figura 34. Sección transversal aguas arriba del puente Guayaquil - Alternativa 1.

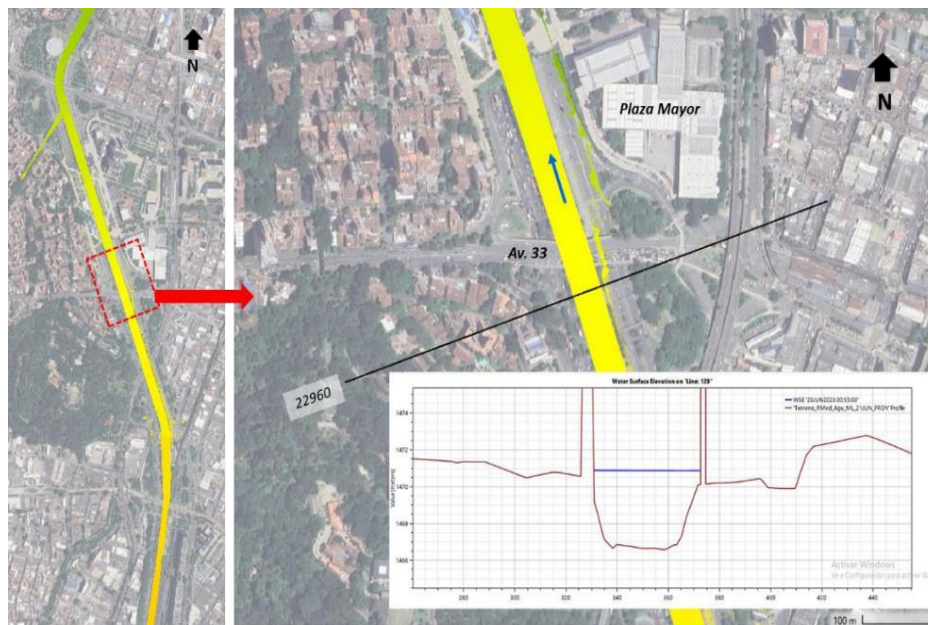


Figura 35. Sección transversal aguas arriba Puente de la Av. 33 - Alternativa 1.

Unos metros aguas abajo, en Parques del Río, el canal alcanza un ancho de aproximadamente 30 m y allí se requiere elevar 1.0 m los muros de la margen izquierda (Figura 36), adicionalmente desde K23+720 hasta K23+800, es necesario realizar los muros de los soterrados en ambas márgenes en un tramo de unos 80 m. Se resalta que es necesaria la intervención del parque, especialmente el occidental, basados en que esta justamente presenta menores elevaciones que la derecha.

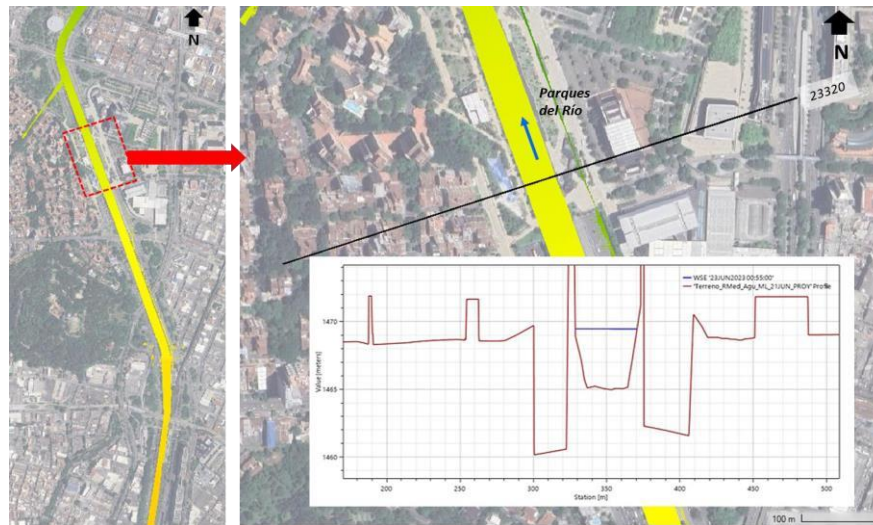


Figura 36. Sección transversal Parques del Río – Alternativa 1.

5.2 ALTERNATIVA 2. CAMBIO EN RUGOSIDAD DEL LECHO Y MUROS MARGINALES EN CONCRETO.

Dado que el Puente Guayaquil es un Patrimonio arquitectónico y monumento histórico, construido hace muchos años, se trata de evitar modificar su diseño o plantear obras que modifiquen su apariencia y su funcionalidad. Además, las pilas del puente crean una zona de acumulación de sedimentos que le disminuye capacidad al flujo. Esta alternativa consiste en la construcción de un recubrimiento del lecho en concreto en un tramo de un total de 265 m del río Medellín, distribuido de manera que se cubran 160 m aguas arriba y 105 m aguas abajo del puente de Guayaquil (Figura 37) con el objetivo de tener una reducción de la rugosidad del canal y por consiguiente mayor capacidad de evacuación de agua y sedimentos en el tramo.

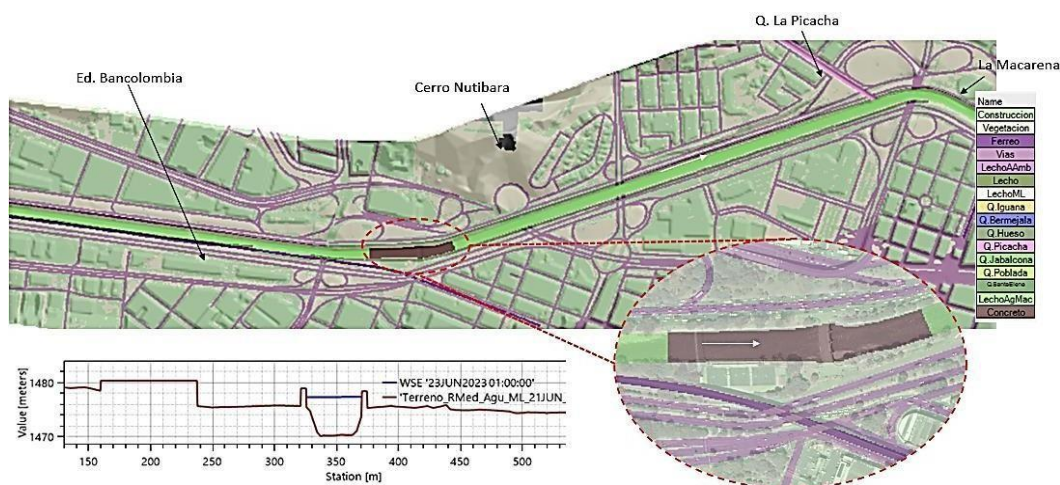


Figura 37. Representación alternativa 2 – cambio en rugosidad del lecho y muros marginales en concreto.

Adicionalmente, se incluyen los muros en ambas márgenes para la validación de la altura requerida en cada punto.

Los resultados del modelo considerando los parámetros planteados en esta alternativa. muestran que, con respecto a la alternativa 1, no hay cambios significativos en la reducción de la altura de la lámina de agua, por lo que solo el recubrimiento del lecho no bastaría para que la altura del muro proyectado se viera reducida.

5.3. ALTERNATIVA 3. VARIACIÓN DE PENDIENTES, CAMBIO DE RUGOSIDAD Y MUROS MARGINALES EN CONCRETO.

En este caso se considera realizar un cambio de pendiente del lecho del río Medellín en un tramo de 712,29 m y la reducción de la rugosidad del canal por medio de un recubrimiento en concreto en la misma longitud (Figura 38). En esta alternativa se incluyen además los muros en ambas márgenes para la evitar desbordamiento del flujo.

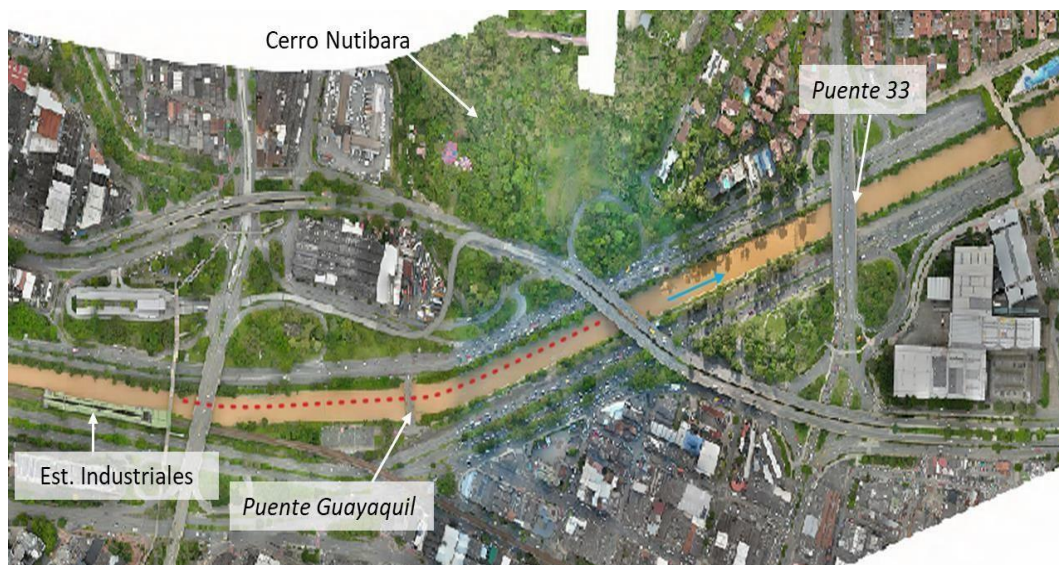


Figura 38. Representación alternativa 3 – variación de pendientes, cambio en la rugosidad y muros marginales en concreto.

Con el cambio de pendiente del canal se busca dar más capacidad en la zona de aguas arriba de puente Guayaquil, de modo que en este punto especialmente los muros requeridos no tengan la mínima altura para no impedir la visibilidad al río. Aquí se destaca que para realizar el cambio de pendiente del canal se deberá profundizar el lecho en el puente 1,3 m, por lo que se incluye la repotenciación de las cimentaciones de esta estructura y la de las placas de la canalización que conforman las paredes del canal en toda esta longitud (Figura 39). Adicionalmente, se requiere la construcción de dos traviesas iniciando y terminando la longitud del lecho a intervenir, como elementos de control de lecho.

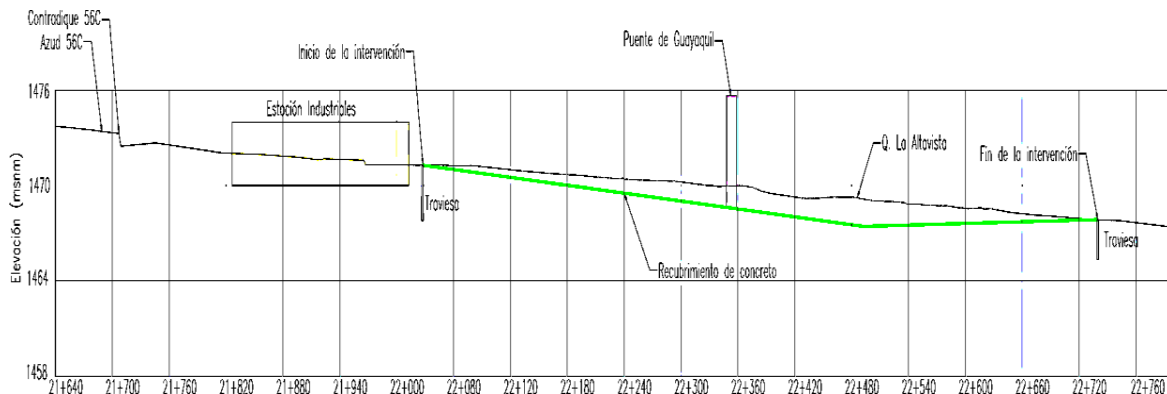


Figura 39. Perfil altimétrico del lecho proyectado del río Medellín para la alternativa 3.

Los resultados de la modelación con las condiciones impuestas en esta alternativa muestran que, aguas arriba del puente, es necesario levantar un muro de 1,2 m en la margen derecha y de 0,8 m en la margen izquierda. Aguas abajo del puente Guayaquil, la modelación muestra que el nivel de agua es inferior a la corona de la banca (Figura 40), por lo que no se requerirían muros.

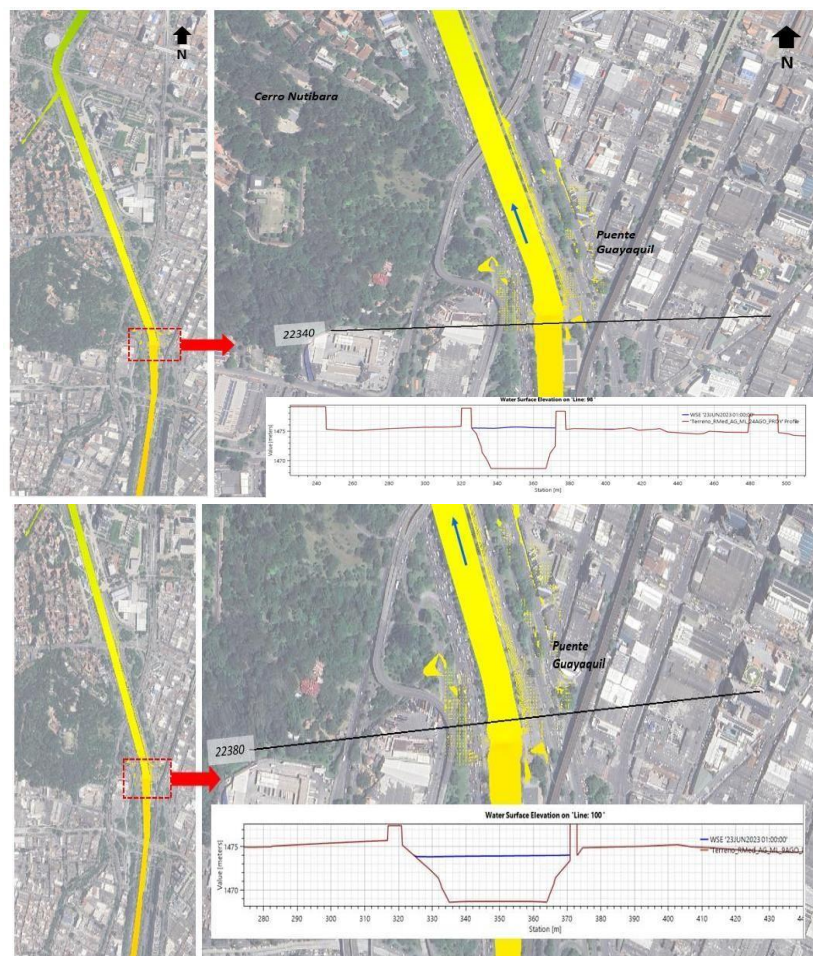


Figura 40. Secciones transversales Puente Guayaquil - Alternativa 3: Aguas arriba del puente (superior), Aguas abajo del puente (inferior).

En el sector de aguas arriba de Puente 33 la altura de elevación de las márgenes sería de alrededor de 0,30 m sobre la margen izquierda y 0,70 m sobre margen derecha, un poco menor a la inicialmente mencionada en alternativas anteriores.

Para el sector de Parques del Río, como se ha mencionado, la margen izquierda cuenta con menores elevaciones a la margen derecha, por lo que en algunos sectores es necesaria la intervención de aproximadamente 262 m en la margen izquierda (Figura 41). Aquí se destaca que los muros de concreto planteados en este punto deberán tener en cuenta aspectos urbanísticos que permitan mejorar el aspecto visual. Dentro de las posibilidades se encuentran los muros verdes con un sistema hidropónico, entre otros.

Aguas abajo de la descarga de la quebrada La Picacha y todo el tramo de La Macarena, la altura de los muros, en algunos casos, no supera el metro, por lo que las implicaciones en la visibilidad de la vía al río no sería un tema del que preocuparse.

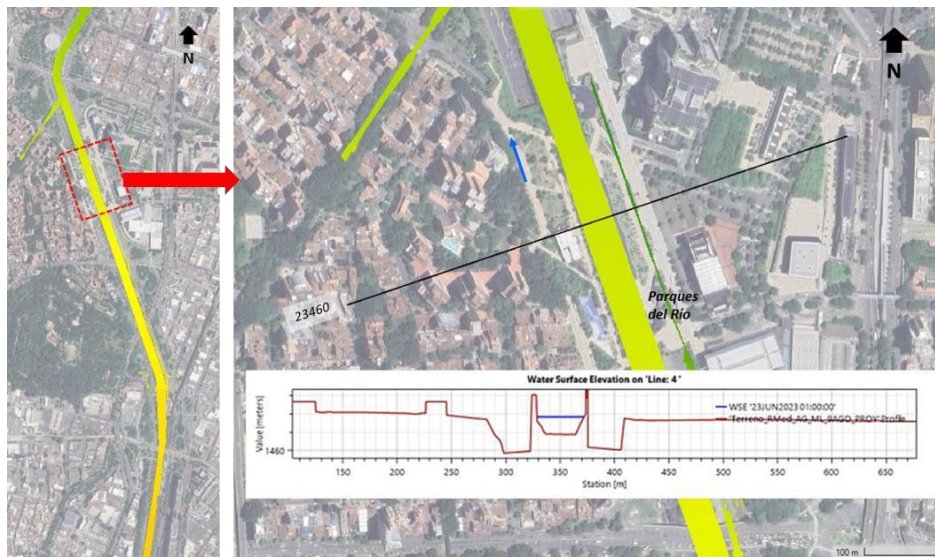


Figura 41. Sección transversal Parques del Río - Alternativa 3.

6 DESCRIPCIÓN DE OBRAS PROYECTADAS.

En este apartado se describen las obras proyectadas para cada uno de los sectores críticos: Industriales, Puente Guayaquil, Puente 33, Parques del Río y La Macarena. Este conjunto de obras tiene como fin mitigar el riesgo de inundación de la lámina de agua asociada a Q_{100} .

Para facilitar la implantación de las obras propuestas se adoptaron soluciones generales con el objeto de unificar - en la medida de lo posible - las intervenciones en los muros propuestos. En términos generales, las medidas corresponden a muros en concreto reforzado de altura variable, con un vástago de 0,30 m de espesor y una zapata de 0,40 m de espesor, Según la altura del muro se distinguen 3 tipos de muro:

- Muro Tipo 1. Muro de 1,90 metros altura total (1,50 metros de altura de vástago).
- Muro Tipo 2. Muro de 2,40 metros de altura total (2,0 metros de altura de vástago).
- Muro Tipo 3. Muro de 2,7 metros de altura total (2,40 metros de altura de vástago).

Estos muros disponen para su cimentación de dos micropilotes autopercutores de 0,10 m de diámetro, separados cada 1,3 m, conformados por barras autopercutoras de 4,5 m de longitud haciendo un ángulo de 45° entre ellos. La Figura 42 presenta las secciones típicas de los muros en concreto, mientras que la Figura 43 presenta el detalle de la barra autopercutora del sistema de micropilotes.

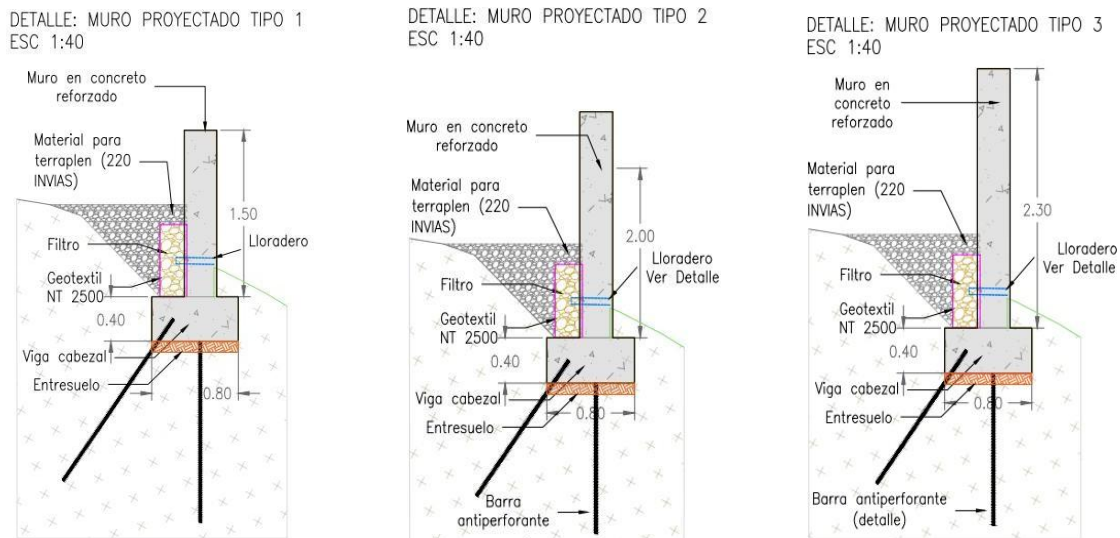


Figura 42. Secciones típicas de muros en concreto reforzado

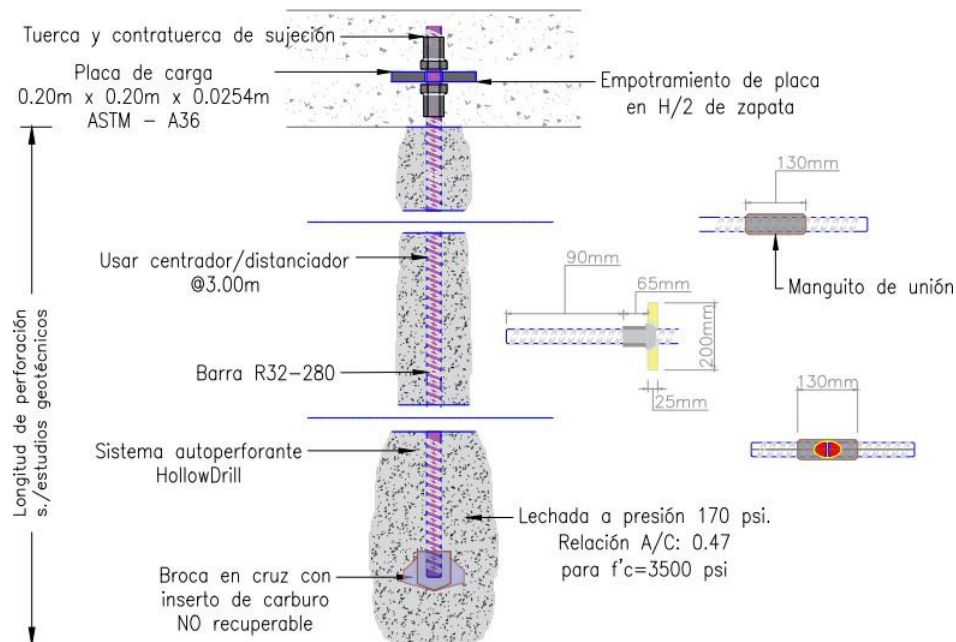


Figura 43. Detalle de la barra autopercutora.

En algunos tramos donde la sobre elevación no supera 1,5 metros o hay espacio suficiente para tener una base más amplia, se proyecta que la contención de la inundación se realice mediante un muro en gavión. La Figura 44 presenta las secciones transversales del muro en gavión para alturas 1,0, 1.5 y 2 metros.

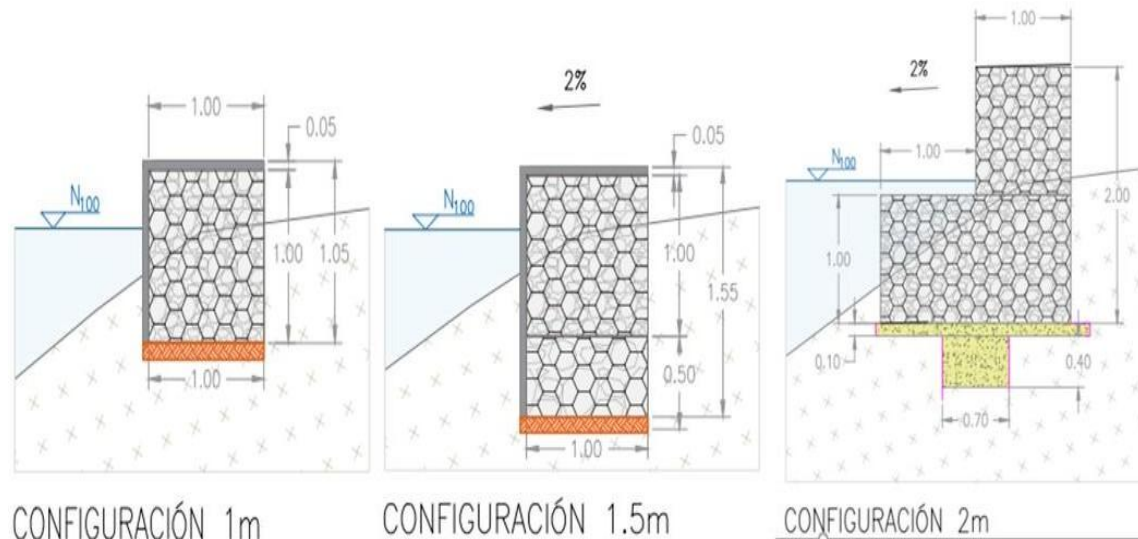


Figura 44. Secciones típicas del muro en gavión recubierto en concreto

6.1 SECTOR INDUSTRIALES

En este sector se proyectan tres muros sobre la margen izquierda del río Medellín. Actualmente, en este tramo existe un muro Tipo Jersey y una defensa metálica, los cuales deben demolerse para permitir la construcción de los muros nuevos. Sobre la margen derecha no se proyectan intervenciones desde el AMVA, ya que la intervención de la margen derecha del canal corresponde al METRO. La Figura 45 muestra la ubicación en planta de las obras propuestas en este sector.

La tipología de muro a implementar sobre la margen izquierda para la contención de las inundaciones corresponde a muros en concreto reforzado; el Muro 1 tiene una longitud de 159,53 metros, el Muro 2 tiene 70,47 m de longitud y el Muro 3 tiene 190,76 m de longitud. La altura de los tres muros es la misma: 1.90 m de altura total (1,50 m de altura libre).

La Figura 46 presenta la vista longitudinal del muro 1 y la Figura 47 presenta la sección transversal típica del tramo, donde se identifica el muro proyectado en la margen izquierda.

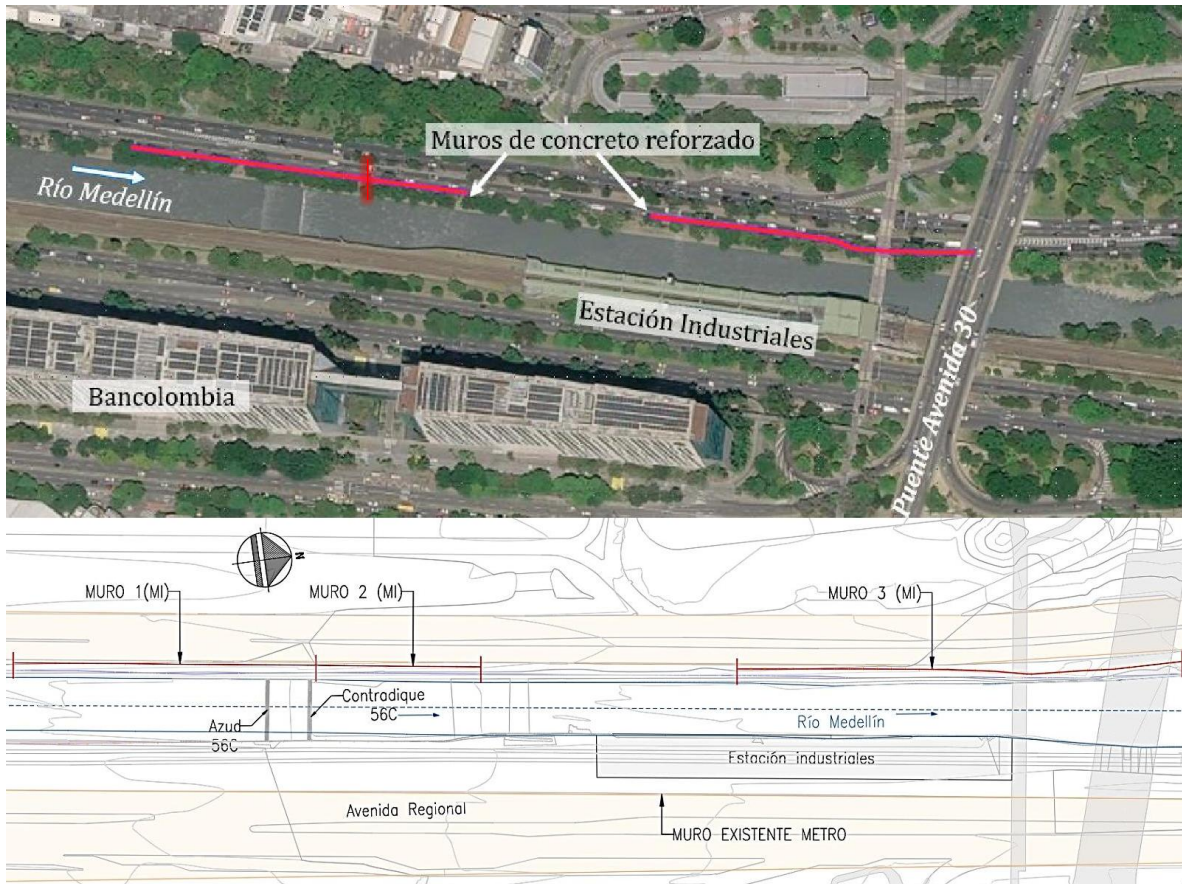


Figura 45. Ubicación en planta de los muros 1, 2 y 3 del tramo de Industriales.

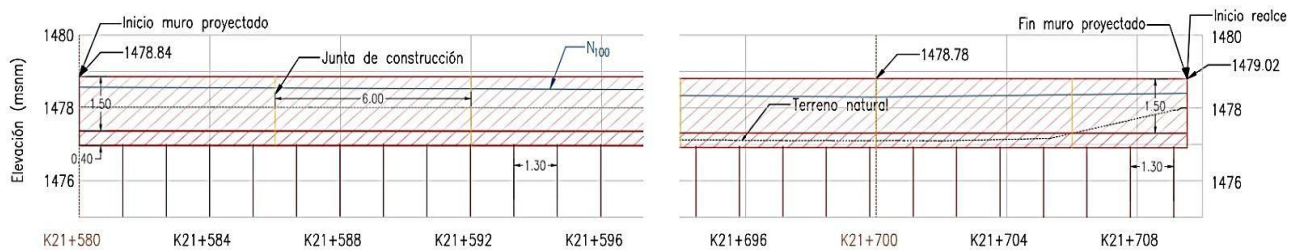


Figura 46. Perfil longitudinal del muro 1 de protección en el tramo de Industriales

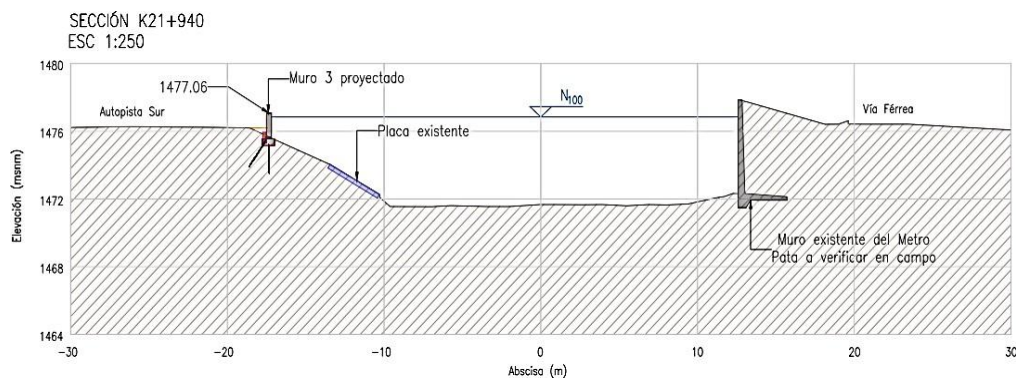


Figura 47. Sección típica de la obra de control de inundaciones en el tramo de Industriales.

6.2. SECTOR GUAYAQUIL

En el sector de Guayaquil existe actualmente un muro Tipo Jersey y una defensa metálica, los cuales deben demolerse para permitir la construcción de los nuevos muros que se proyectan sobre la margen izquierda y la margen derecha del canal del río Medellín. La ubicación esquemática de las obras en planta se muestra en la Figura 48.

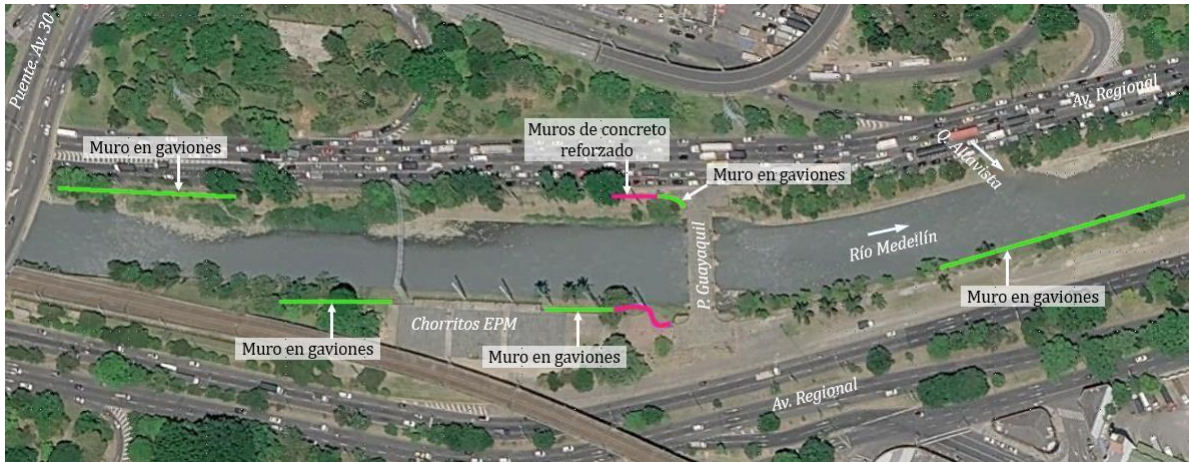


Figura 48. Ubicación de las obras en el sector Puente Guayaquil

La tipología de muro a implementar es un muro en concreto reforzado de 1,9 m de altura desde su base hasta su corona (Figura 42), el cual está anclado al suelo mediante dos barras autoperforantes de 4,5 m de longitud dispuestas entre sí en un ángulo de 45° y con una equidistancia entre barras de 1,3 metros.

La Figura 44 muestra secciones típicas del muro propuesto en gaviones con recubrimiento de concreto.

La Figura 49 muestra el perfil longitudinal per el muro 2 del sector Guayaquil y la Figura 50 muestra una sección transversal típica de las obras en el sector Guayaquil.

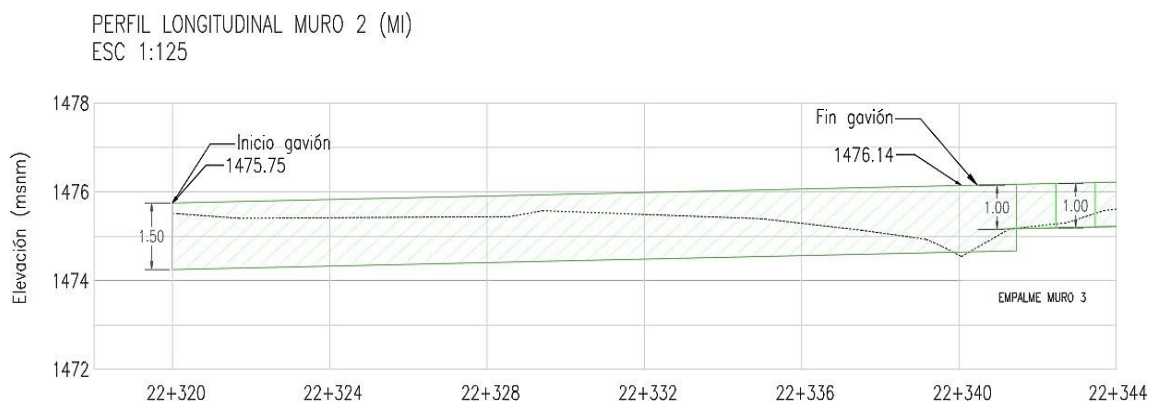


Figura 49. Perfil longitudinal del muro 2 de protección en el tramo de Guayaquil

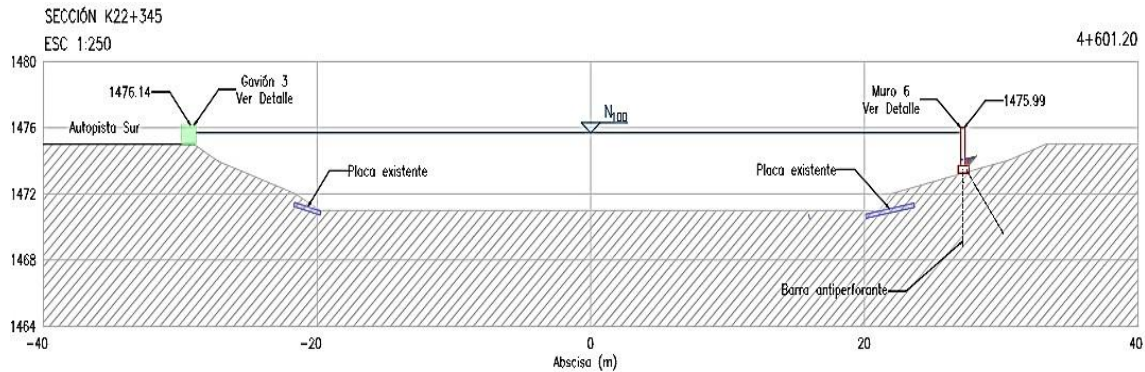


Figura 50. Sección típica de la obra de control de inundaciones en el sector de Guayaquil.

6.3. SECTOR PUENTE 33

Las obras proyectadas en el sector del Puente 33 tienen como objetivo contener la inundación de la creciente de diseño en ambas márgenes del canal aguas abajo del puente de Guayaquil. Estas se describen a continuación.

- Sobre la margen izquierda. Muro 1 en concreto reforzado de 416,65 m de longitud y 2,4 m de altura total y Muro 2 en gavión recubierto con concreto de 98,5 m de longitud.
- Sobre la margen derecha. Muro 3 en concreto reforzado de 459,61 m de longitud y 2,4 m de altura total y Muro 4 en gavión recubierto con concreto de 170,86 m de longitud.

En la Figura 51 muestra la localización de los muros 1, 2, 3 y 4 del sector Puente 33, mientras que la Figura 52 la ubicación en planta de las obras propuestas. Las secciones transversales típicas se muestran en la Figura 53 (realce de muro existente sobre ambas márgenes) y Figura 54 (muro en concreto sobre ambas márgenes).

El perfil longitudinal del muro 3 en la margen derecha se muestra en la Figura 55.

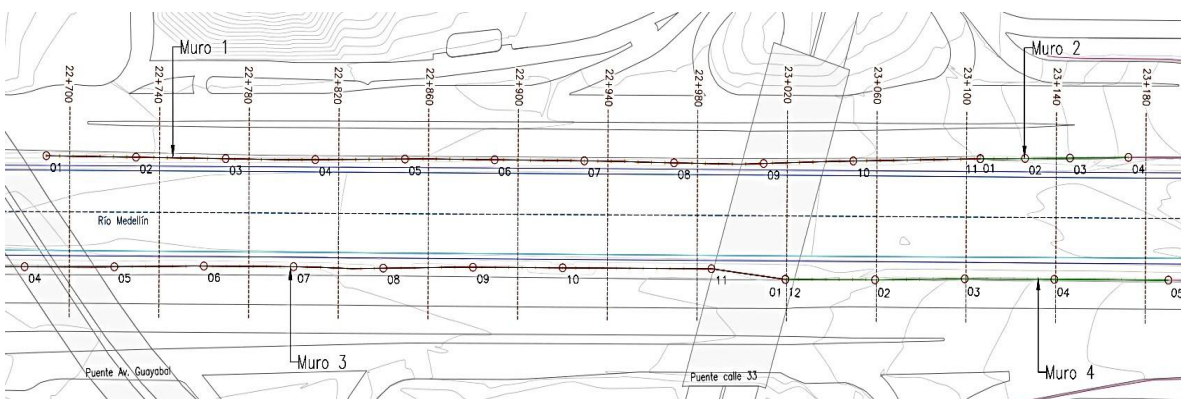


Figura 51. Planta general de localización de los muros 1, 2, 3 y 4 del sector Puente La 33.



Figura 52. Ubicación en planta de obras propuestas en el sector Puente 33.

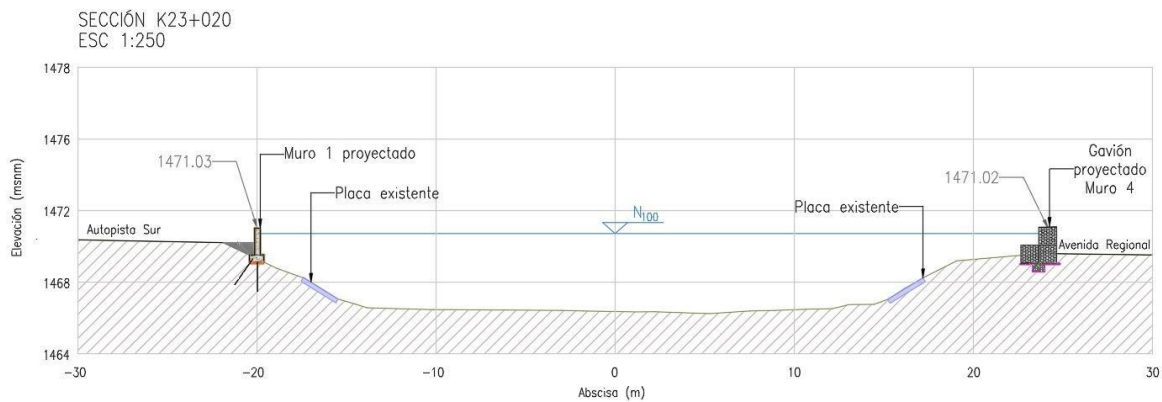


Figura 53. Sección típica de muro 1 y muro 4 en el sector Puente 33

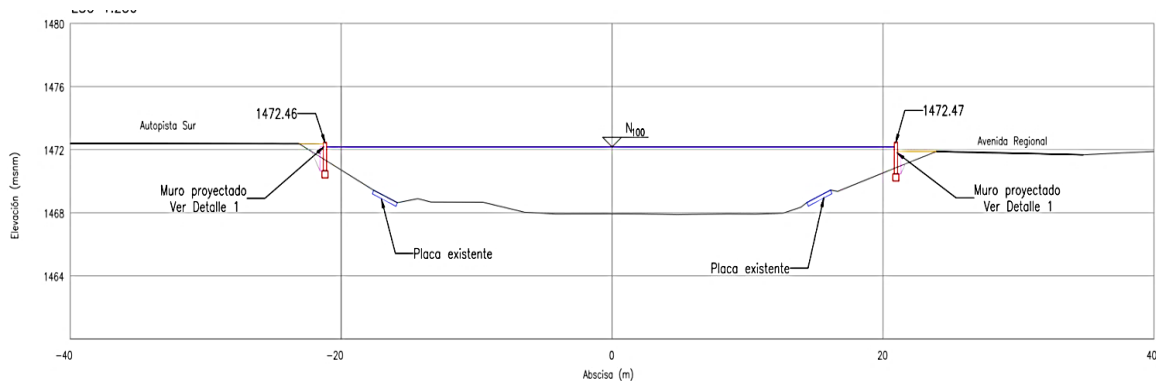


Figura 54. Sección transversal típica con muro en concreto – Puente 33.

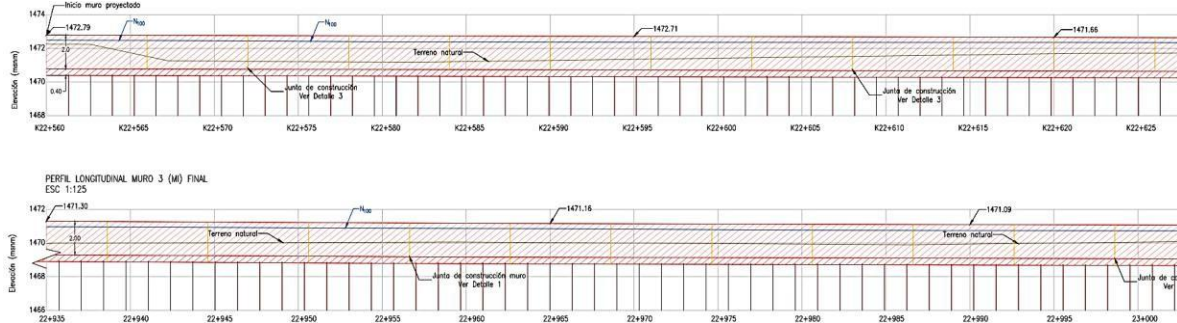


Figura 55. Perfil longitudinal del muro 3 de protección en el tramo de Puente La 33.

6.4 SECTOR PARQUES DEL RÍO (K23+300 – K23+900).

En el sector de Parques del Río las obras proyectadas consisten en la construcción de 6 muros marginales y realce de los existentes. A continuación, se describe cada una de estas intervenciones. La Figura 56 muestra la localización de las intervenciones en este sector. La Figura 57 muestra la ubicación de los seis muros proyectados.



Figura 56. Esquema de distribución en planta de obras propuestas en el sector Parques del río.

- Sobre la margen izquierda se localizan 5 muros distribuidos así: Muro 1 en concreto reforzado de 33,6 m de longitud y 2,70 m de altura total; Muro 2 en concreto reforzado de 120,0 m de longitud y 2,40 m de altura total; Muro 3 corresponde a un gavión de 1,0 m de altura y 98,5 m de longitud, Muro 4 corresponde a un muro en concreto reforzado de 2,4 m de altura y 93,35 m de longitud total, Muro 5 corresponde a un muro en gavión recubierto en concreto de 1,5 m de altura y 13,6 m de longitud.
- Sobre la margen derecha se tiene un muro en concreto reforzado de 2,0 m de altura total y 187,75 m de longitud.

- Realce de los muros (Figura 58) de acceso e ingreso norte de las vías soterradas a lo largo de 184.75 m sobre la margen derecha, 98.5 m sobre la margen izquierda y el box de la descarga de la quebrada La Picacha en unos 13.57 m. Dichos realces tienen altura máxima de 1.64 m especialmente en la margen derecha (Figura 59).

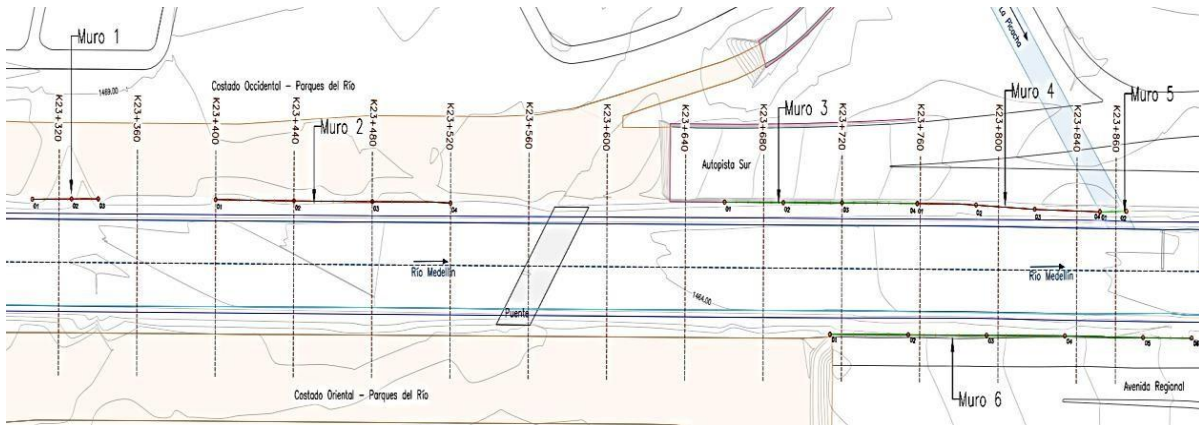


Figura 57. Localización general de los muros 1, 2, 3, 4, 5 y 6 del tramo - Parques del Río.

Una sección transversal típica en el sector Parques del Río se presenta en la Figura 59. El perfil longitudinal de los muros 2, 3 y 4 se muestra en la Figura 60.

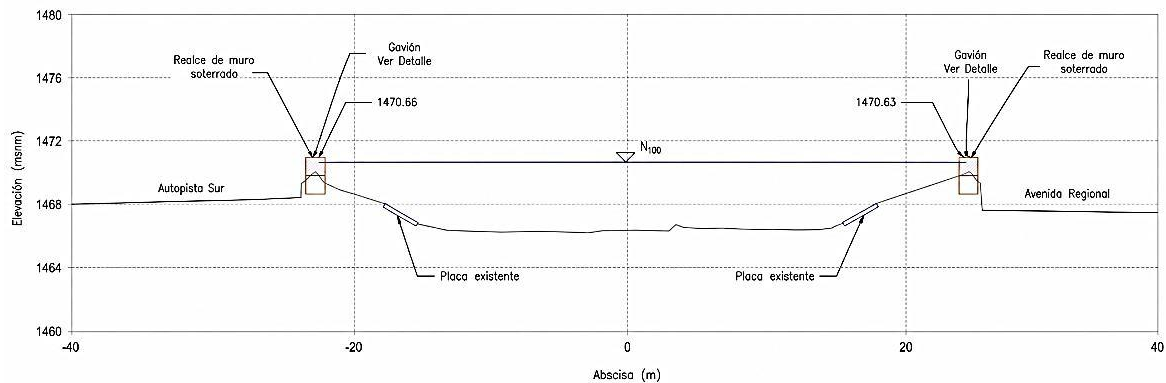


Figura 58. Realce muro existente mediante gavión en el sector Parques del Río.

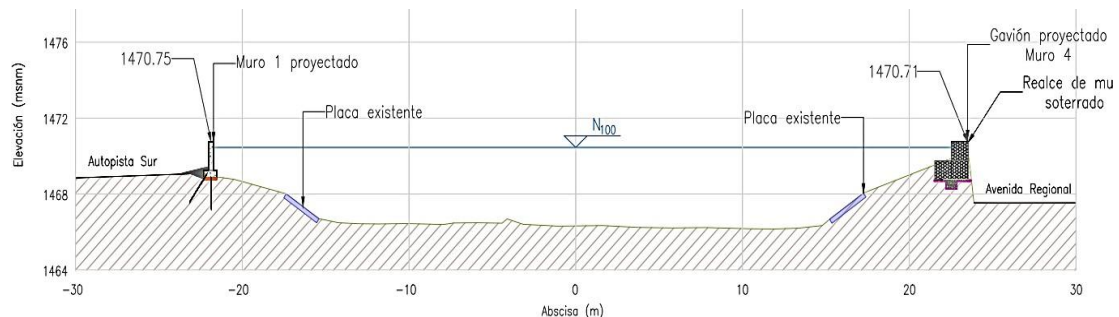


Figura 59. Sección típica de la obra de control de inundaciones en el sector Parques del río

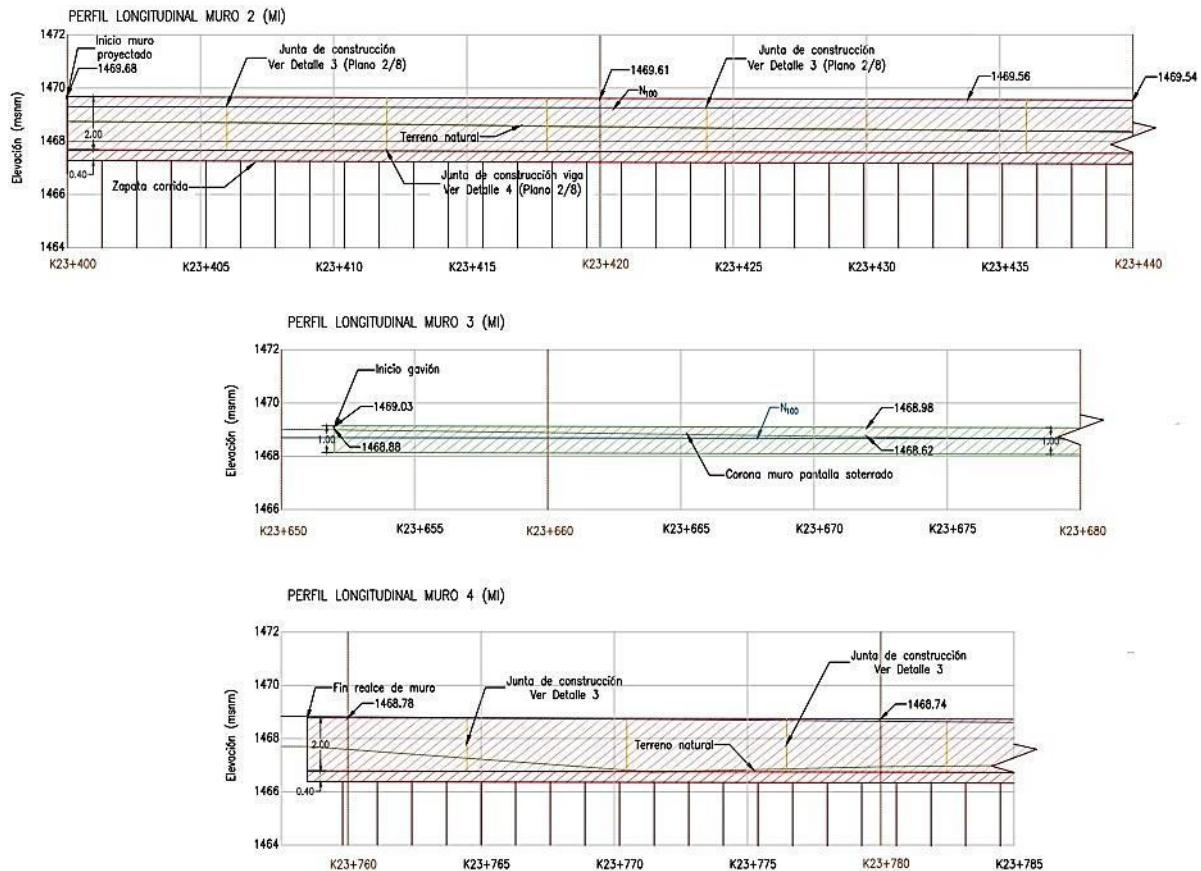


Figura 60. Perfil longitudinal de los muros 2, 3 y 4 en el tramo de Parques del Río.

6.5 SECTOR LA MACARENA (K23+880 - K24+280).

Para atender los desbordamientos sobre la margen izquierda en el sector de La Macarena se propone la construcción de muros marginales que van desde la descarga de la quebrada La Picacha en la margen izquierda y desde la salida del soterrado oriental hasta finalizar unos 80 m aguas arriba del cruce del viaducto de la Línea B del Metro. En la Figura 61 se presenta un esquema de la distribución en planta de las obras proyectadas en el sector de La Macarena.

- Tres tramos de muro en concreto reforzado, dos sobre la margen izquierda de longitud 259,7 m y 24 m y uno sobre la margen derecha de 165,4 m; las alturas entre la corona del muro y la vía varían entre los 0,5 y 1,2 m. La cimentación de estos elementos está dada por micropilotes de 6 m de profundidad, 0,2 m de diámetro, con una separación entre ejes de 0,6 m; la transición del muro con el micropilote está dado por una viga cabezal con sección 0,45x0,45 m.
- Sobre la margen derecha se proyecta un Muro en gaviones con un recubrimiento en concreto (0,05 m), con una longitud de 160,1 m.

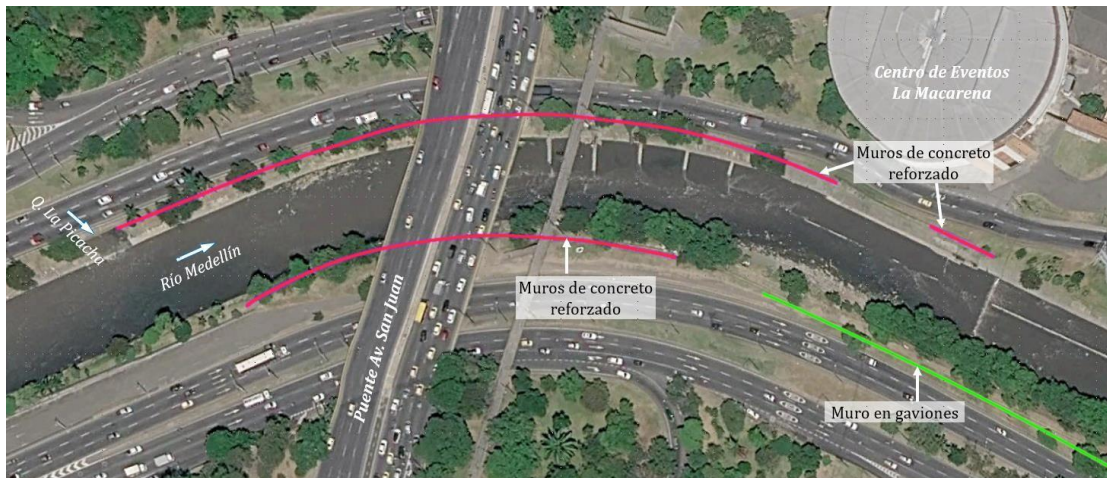


Figura 61. Ubicación en planta de las obras propuestas en el sector La Macarena.

Una sección transversal por los muros 1, 2, 3 y el 4 en gavión se muestra en la Figura 62. El perfil de los muros se presenta en la Figura 63.

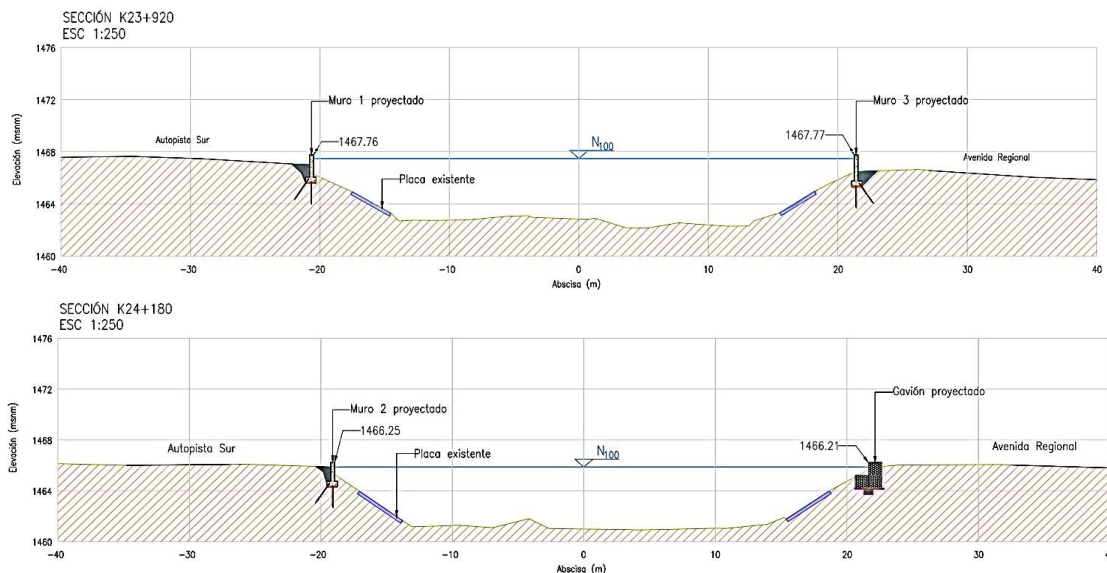


Figura 62. Secciones típicas con los muros 1, 2 y 3 proyectados en concreto reforzado y sección típica con el muro 4 proyectado en gavión para el sector de La Macarena.

7 DISEÑO HIDRÁULICO

7.1. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL FLUJO CON LAS OBRAS PROYECTADAS.

En este apartado se describe de manera específica las condiciones hidráulicas del canal una vez fueron ingresadas las obras de control seccionadas para cada uno de los puntos críticos.

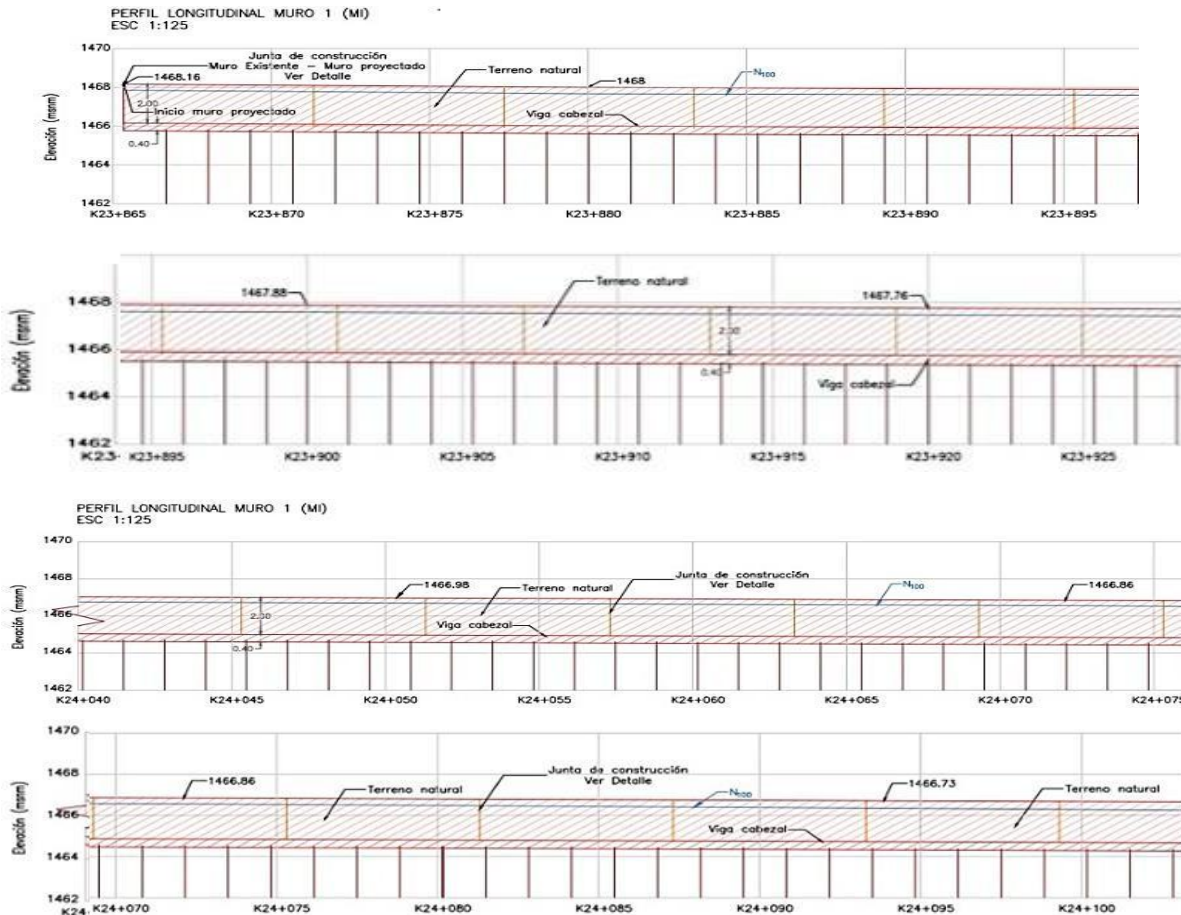


Figura 63. Perfil longitudinal de los muros en el sector de La Macarena.

En inmediaciones de la Estación Industriales, la profundidad de la lámina de agua al interior del canal no supera los 6 m, siendo menor justo en la margen izquierda del canal. Aquí se destaca que no se presentan desbordamiento del canal y que tal y como se ha mencionado anteriormente se parte del supuesto de que los problemas de capacidad de la quebrada La Poblada justo en la estación Poblado serán solucionados.

Las velocidades al interior del canal (Figura 64) ascienden a 6,32 m/s frente a la estación Industriales; sin embargo, aguas arriba de ésta, donde el canal tiene un poco más de ancho se tienen valores de hasta 5,18 m/s.

Unos metros aguas abajo de la Estación Industriales, se tienen profundidades (Figura 64) que van hasta 7 m debido al represamiento que ocurre aguas arriba del puente de Guayaquil; sin embargo, esta profundidad no representa desbordamientos ni en el puente ni en las márgenes del canal, teniendo en cuenta que se está incluyendo la protección de las orillas con muros. Justo en puente Guayaquil se tienen velocidades de hasta 7m/s valor asociado al cambio de pendiente del lecho propuesto con el fin de obtener mayor capacidad hidráulica, sin embargo, estas velocidades también están asociadas al confinamiento del canal debido a la construcción de los muros.

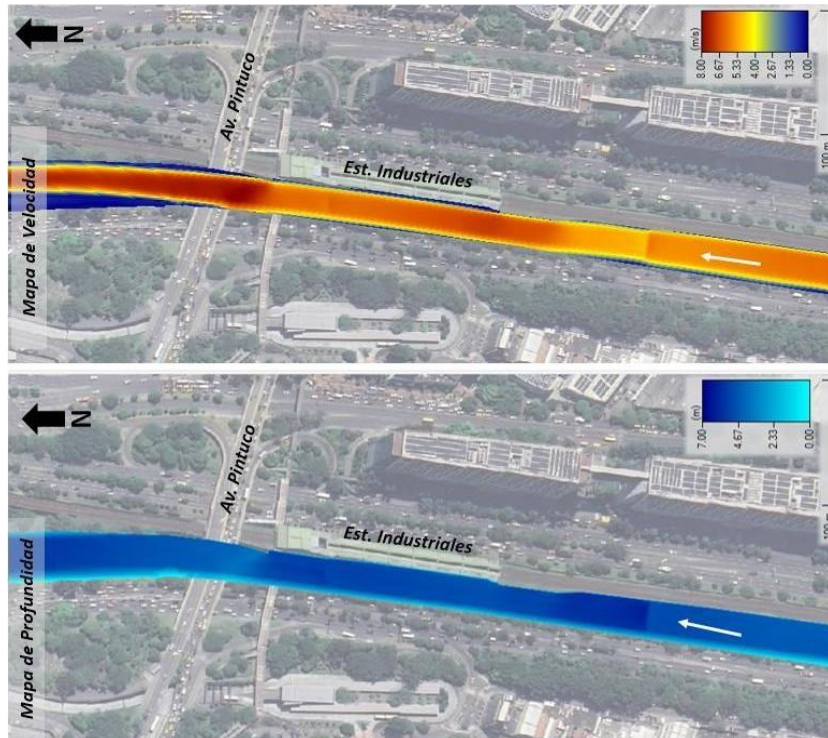


Figura 64. Mapa de velocidades (superior); mapa de profundidades (inferior) con obras propuestas en el sector Industriales

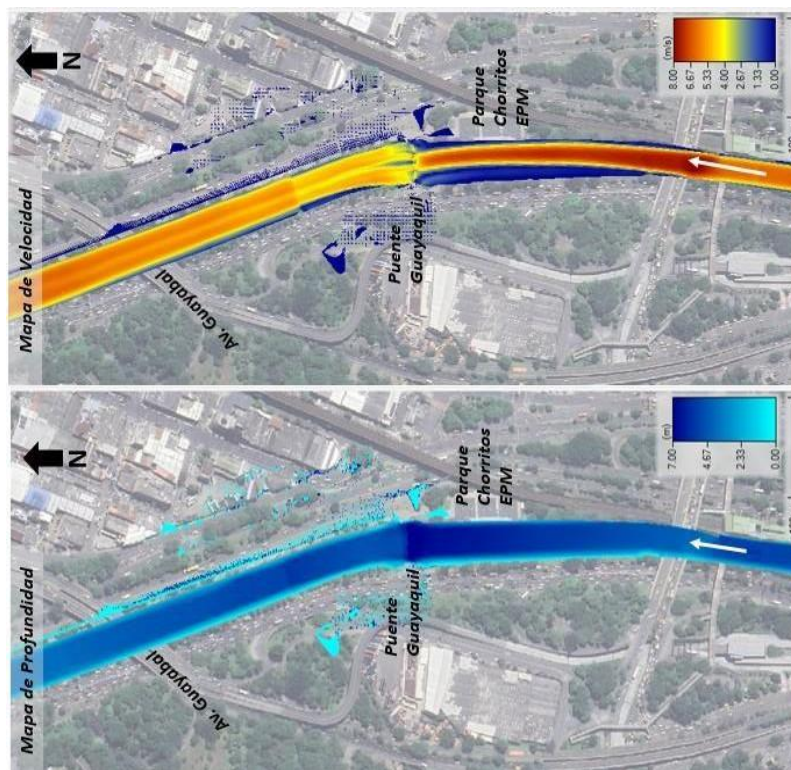


Figura 65. Mapa de profundidades (m) y mapa de velocidades de flujo (m/s) con las obras propuestas en el sector Guayaquil.

Adicionalmente se aprecia el efecto de los arcos del puente una vez el flujo pasa a través de este.

A la altura de Puente 33, donde se presentaban desbordamientos en ambas márgenes se logra controlar la inundación por medio de los muros marginales, en este caso la profundidad de la lámina para el caudal de los 100 años en las condiciones proyectadas es de unos 4,45 m, presentando ciertas variaciones a lo largo del tramo (Figura 66). Así mismo, las velocidades tienden a ser uniformes en todo este tramo, teniendo en cuenta el alineamiento recto del canal, alcanzando valores de entre 5 y 6 m/s (Figura 66).

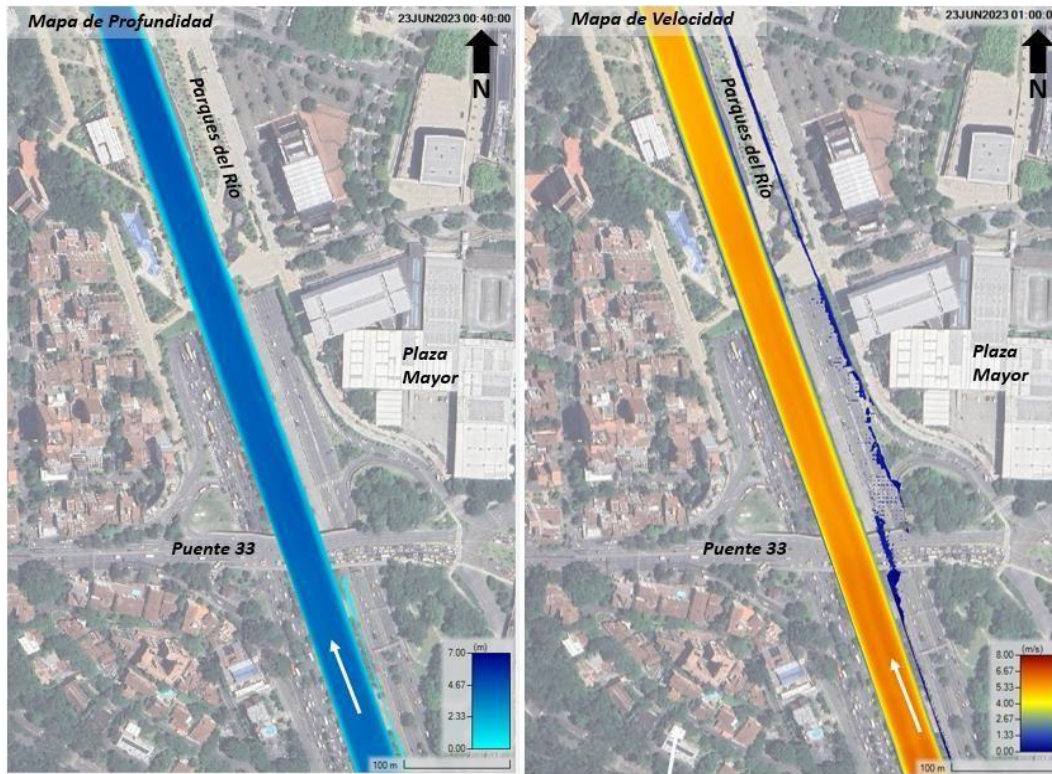


Figura 66. Variación de la profundidad de flujo (izquierda) y de la velocidad (derecha) con las obras proyectadas en el sector Puente 33.

Frente a la descarga de la quebrada La Picacha no se presentan desbordamientos debido a la proyección del muro tanto en margen derecha como en la izquierda; en este sector - incluyendo el de La Macarena - se tienen profundidades entre 3,5m a 5,3 m en la margen derecha del canal, sobre elevaciones asociadas al confinamiento del flujo debido a los muros proyectados y el efecto de los direccionadores (Figura 67).

Se resalta en este caso el claro efecto de la curva convexa sobre el flujo, al tener mayores profundidades en la margen izquierda que en la derecha. Por parte de las velocidades es apreciable el aumento de estas debido a los direccionadores tanto proyectados como existentes, aquí se presentan rangos entre los 5,7 m/s a 6,76 m/s en el centro del canal.

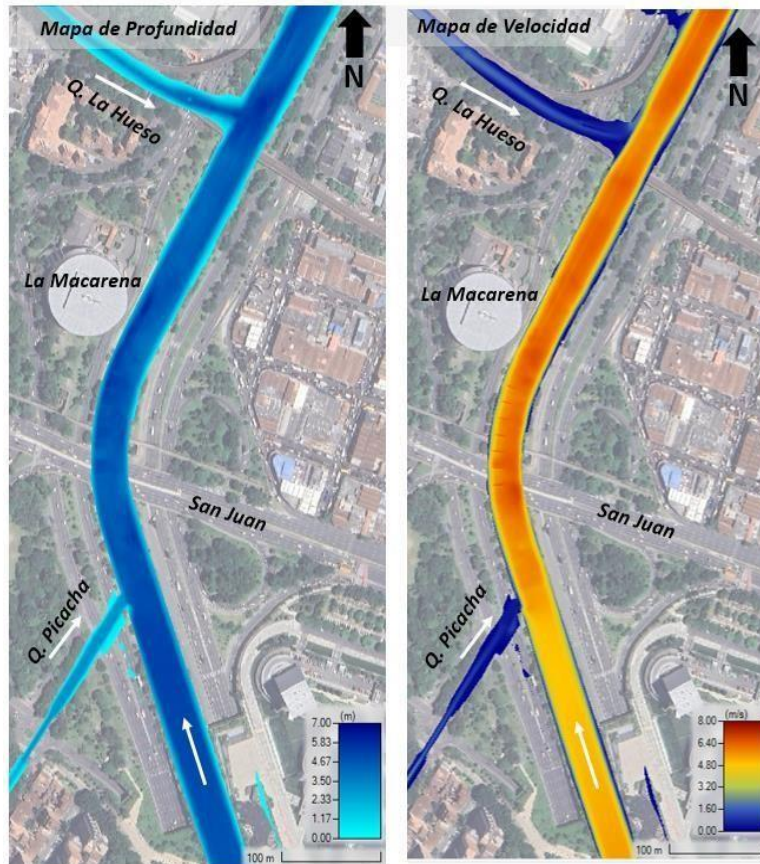


Figura 67. Mapa de profundidades (izquierda) y Mapa de velocidades (derecha). con las obras proyectadas en el sector La Macarena

7.2. SOCAVACIÓN GENERAL

La profundidad de socavación general se estimó mediante el método de Lischtván – Lebediev a lo largo de la zona objeto de diseño y los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3, donde se resaltan algunos puntos de referencia y la ubicación de las secciones transversales de las obras proyectadas al interior del lecho (traviesas) que serán usadas posteriormente para el análisis detallado de la socavación.

Aguas arriba del puente de la Avenida Pintuco, justo donde se ubican las obras que comprenden el sector de Industriales, las profundidades de socavación son mayores a 2,0 m, alcanzando valores cercanos a los 3,0 m al inicio de la estación Industriales y superando incluso este valor justo donde se localiza la primera traviesa proyectada (STT1). Esta zona tiende a presentar los mayores valores de socavación en todo el tramo como consecuencia de una pendiente más pronunciada y un menor ancho del canal.

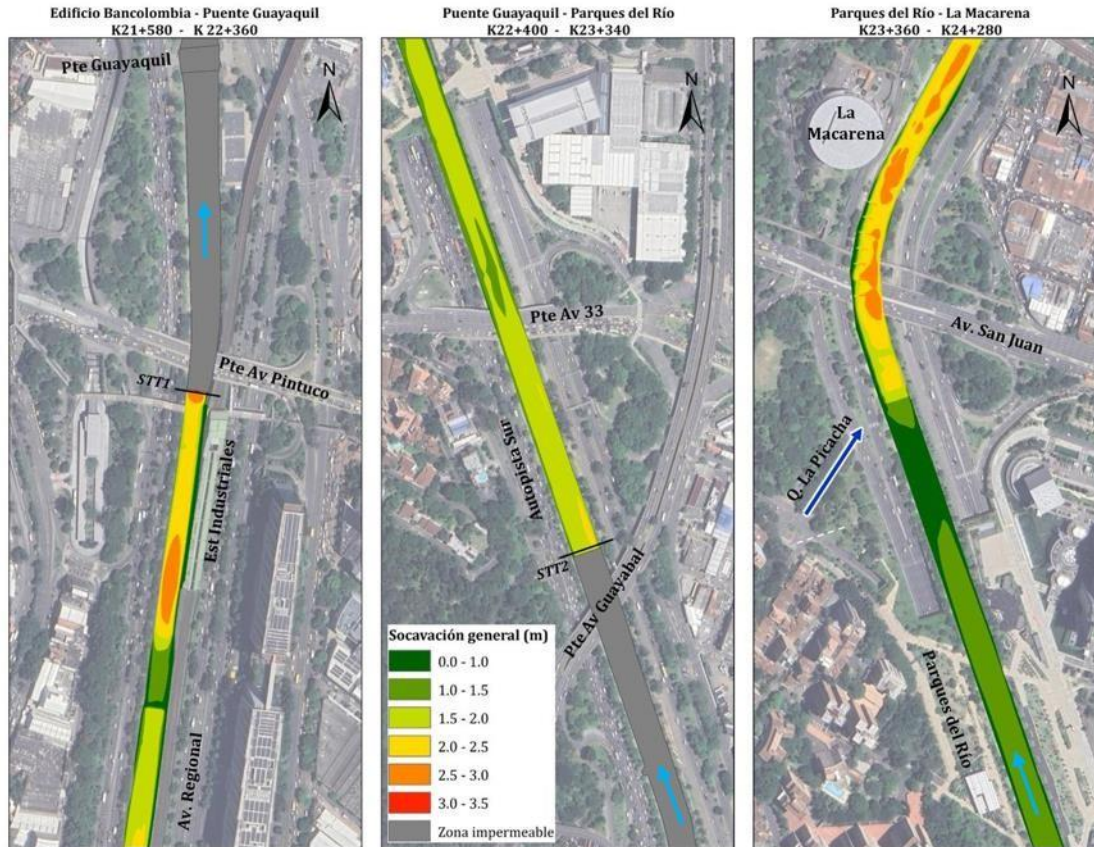


Figura 68. Socavación general asociada a Q_{100} en el tramo de diseño

Desde unos 60 m aguas abajo del puente de la Avenida Guayabal hasta el acceso e ingreso de los soterrados Oriental y Occidental, se obtienen valores de socavación que oscilan entre 1,5 y 2,0 m, respectivamente, siendo estos menores a los del tramo del sector Industriales debido al aumento del ancho del canal y la disminución de la pendiente. Esta tendencia sigue siendo predominante a lo largo del sector de Parques del Río y se extiende hasta aguas arriba de la descarga de la quebrada La Picacha, donde la socavación general para la creciente Q_{100} es cercana a 1,0 m.

En el caso del sector La Macarena, se tienen valores superiores a los 2,5 m justamente en la punta de los direccionadores existentes, esto asociado a las fuertes velocidades que alcanza el flujo por la presencia de este tipo de estructuras. Aquí se destaca que el primer direccionador localizado bajo el puente San Juan es el que mayor profundidad de socavación tiene (2,85 m) esto pudiera estar relacionado con que es el primero el que recibe el impacto y las fuerzas erosivas del flujo. En general, el efecto de la curvatura que presenta el canal en esta zona hace que se tengan profundidades de socavación más altas comparadas con otros sectores, siendo casi siempre mayores a los 2,0 m.

Adicionalmente se destaca que, en el talud de empotramiento de los direccionadores se tienen profundidades de socavación cercanas a cero, hecho que se asemeja a las

condiciones típicas en esta zona de las estructuras donde con el tiempo se llegan a depositar sedimentos debido a la baja velocidad.

Teniendo en cuenta que los valores de socavación obtenidos son muy importantes para definir el empotramiento requerido para las obras proyectadas al interior del lecho, se tomaron secciones transversales en las traviesas propuestos para hacer un análisis de socavación más detallado, los cuales se presentan a continuación.

Socavación general en obras proyectadas al interior del lecho

En este caso las obras proyectadas al interior del cauce corresponden a dos traviesas localizadas en los puentes de la Avenida Pintuco y Guayabal. Finalmente, se decidió que estas obras no se construirían en esta etapa. Para la caracterización del material del lecho en estos sectores, tal y como se mencionó anteriormente, se utilizaron los datos de sedimentos obtenidos de conteos de piedras de Wolman realizados con anterioridad durante el desarrollo de proyectos celebrados entre el AMVA y la UNAL.

Las características del material del lecho en el sector donde se proyectan las traviesas, nombradas como STT1 y STT2 (Figura 69), corresponden a un diámetro medio $D_{50}=77,94$ mm y un $D_{84}=175,20$ mm (conteo en el Puente de Guayaquil), considerando el tipo de material identificado, se emplean las ecuaciones para el cálculo de la socavación general en suelos granulares.

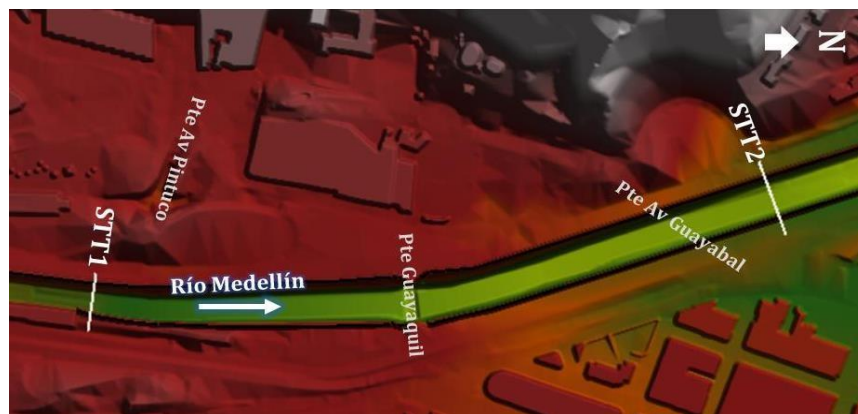


Figura 69. Secciones transversales para el análisis de socavación en las traviesas propuestas.

En la Tabla 3 se incluyen los parámetros que caracterizan el material del lecho y las variables hidráulicas obtenidas mediante la modelación hidráulica bidimensional para estimar la socavación.

Los resultados obtenidos usando los métodos de Lischtván – Lebediev y Maza Álvarez para la socavación general para la traviesa 1 (STT1) y la traviesa 2 (STT2) se presentan en la Tabla 4 aquí se evidencia que el método de Lischtván – Lebediev en cada uno de los caso arrojó una mayor profundidad de socavación, destacando que tal y como se mencionó inicialmente justamente la traviesa proyectada en el sector de la estación Industriales presenta una mayor profundidad de socavación.

Tabla 3. Parámetros para el cálculo de socavación general en las traviesas proyectadas.

Descripción	Travesía 1	Travesía 2
Período de retorno (Tr, años)	100	100
Caudal (m ³ /s)	742,6	845,30
Diámetro medio de la partícula (D ₅₀) (mm)	77,94	77,94
Diámetro D ₈₄ (mm)	175,18	175,18
Coeficiente de frecuencia (β) $\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T$	0,996	0,996
Factor X	0,28	0,28
Exponente Z	0,30	0,30
Coeficiente de Concentración del sedimento (φ)	1,05	1,05
Coeficiente de Contracción (μ) $\mu = 1 - \frac{0.387U}{L}$	0,94	0,95

Tabla 4. Profundidades máximas de socavación (m) general en las traviesas proyectadas.

Estructura	Modelo Maza Álvarez	Modelo Lischtván – Lebediev
Travesía 1 (STT1)	2,7	3,28
Travesía 2 (STT2)	1,87	2,4

Para mayores velocidades se obtienen mayores profundidades de socavación, lo que hace que en el centro del canal se obtengan los valores más críticos. Teniendo en cuenta los anterior, estos valores son los que definen su empotramiento. En la Figura 70 se presentan las secciones transversales que muestran los perfiles teóricos del terreno socavado, el terreno actual y la lámina de agua Q₁₀₀ para cada una de las traviesas.

Basados en lo anterior las profundidades de empotramiento para cada uno de estos elementos serían 3,2 m y 2,4 m para la traviesa 1 (aguas arriba de puente de la Av Pintuco) y traviesa 2 (aguas abajo de puente Av Guayabal) respectivamente.

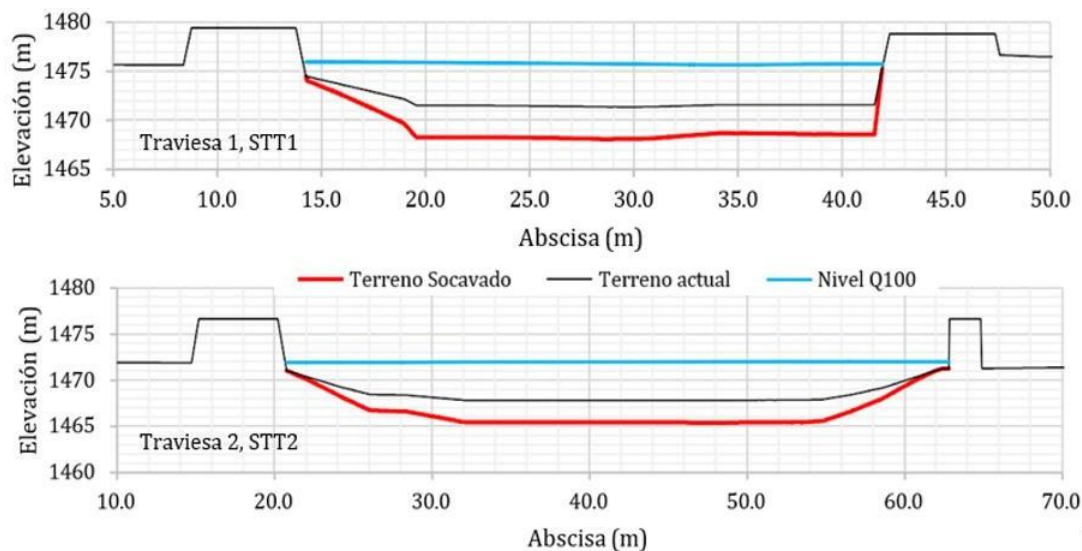


Figura 70. Profundidad de socavación estimada por los métodos de Lischtván – Lebediev y Maza Álvarez, con relación a la profundidad del flujo en cada traviesa.

8 DISEÑO GEOTÉCNICO

8.1. ANTECEDENTES DEL CONTRATO Y DEL PROYECTO DE PROTECCIÓN FLUVIAL

En el marco de los estudios técnicos desarrollados para el control de inundaciones y la mitigación del riesgo en el sistema hídrico del río Medellín, el Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA) ha venido estructurando soluciones definitivas de ingeniería para contener los procesos erosivos, la pérdida de confinamiento y los desbordamientos recurrentes en tramos críticos del corredor metropolitano.

Estudios previos adelantados por la Universidad Nacional de Colombia (UNAL) permitieron identificar, modelar hidrodinámicamente y dimensionar alternativas de protección para el tramo comprendido entre la estación Industriales y el sector de La Macarena (incluyendo los puntos críticos de Puente Guayaquil, Puente de la Avenida 33, Parques del Río y la descarga de la quebrada La Picacha). No obstante, la evolución de los requerimientos técnicos, la necesidad de armonizar los diseños con las restricciones geométricas del corredor vial (Avenida Regional y Autopista Sur) y la exigencia de garantizar una mayor durabilidad frente a la alta energía del río, han motivado una revisión integral de las soluciones propuestas.

8.2. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA DE LA OPTIMIZACIÓN DE DISEÑOS BAJO CRITERIOS DE CONSTRUCCIÓN, ESTABILIDAD Y DURABILIDAD

Derivado de la solicitud de optimización emitida por el Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA), el alcance del presente estudio se ha redefinido para pasar de los diseños constructivos previos —de naturaleza heterogénea, hacia un planteamiento optimizado bajo la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design), dando estricto cumplimiento a la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14).

Esta actualización técnica no se fundamenta en una nueva campaña de exploración de campo, sino en una auditoría, reevaluación y adopción conservadora de los parámetros geomecánicos derivados de las perforaciones y ensayos ejecutados en las fases previas (estudios de la Universidad Nacional). La redefinición del diseño se fundamenta en cuatro pilares fundamentales que no solo resuelven las deficiencias técnicas de las alternativas precedentes, sino que aseguran una mayor resiliencia ante los desafíos de la geotecnia fluvial en el corredor del río Medellín:

- 1. Estandarización Geométrica y Optimización Constructiva (Muros Tipos I, II y III)** A diferencia del diseño anterior, que requería procedimientos de cimentación complejos y de mayor escala para perforar aluviones con sistemas pre-barrenados/encamisados, el nuevo planteamiento implementa tres tipologías de

muros (Tipo I, II y III) que, aunque responden a alturas variables, **estandarizan el proceso de cimentación mediante micropilotes autoperforantes**. La optimización constructiva reside en la capacidad de este sistema para ser ejecutado con equipos de menor tamaño, de alta maniobrabilidad y capacidad de perforación vertical y subvertical en condiciones de espacio restringido.

Este sistema de cimentación permite:

- **Versatilidad de equipos:** A diferencia de las cimentaciones profundas tradicionales que exigen excavadoras de gran tonelaje, el sistema de micropilotes autoperforantes permite el uso de equipos de perforación ligeros que pueden posicionarse en la berma o en el corredor vial existente sin requerir cierres totales de la vía ni plataformas masivas de trabajo.
- **Control de calidad y velocidad:** El proceso de perforación e inyección IGU es continuo y permite un monitoreo en tiempo real de la presión de inyección y el rechazo del terreno. Esto elimina la incertidumbre asociada al vaciado de pilotes en excavaciones abiertas, asegurando que la capacidad de diseño se alcance incluso en los niveles de llenos heterogéneos del tramo.
- **Reducción de riesgo en talud:** La rapidez de instalación de estos elementos permite un avance secuencial por tramos cortos, reduciendo el tiempo de exposición de la excavación y manteniendo la estabilidad del frente de trabajo, aspecto crítico en la proximidad a infraestructuras sensibles como la Autopista Sur y la Avenida Regional.

2. Optimización Mecánica de la Cimentación Profunda (Micropilotes Autoperforantes IGU)

- **Limitación del diseño anterior:** Los estudios previos contemplaban micropilotes de mayor diámetro (0.20 m a 0.25 m) bajo esquemas que forzaban a estos elementos a atender solicitudes de flexión y cortante. Dicho planteamiento resultaba mecánicamente desfavorable dada la baja inercia a flexión de los elementos esbeltos y el limitado confinamiento lateral característico de las riberas fluviales. En estos escenarios, la cercanía a la cara libre del talud induce planos de debilidad que pueden derivar en una falla prematura por pérdida del soporte pasivo del suelo.
- **Solución adoptada:** Se optimizó la sección a 0.10 m con micropilotes autoperforantes inyectados mediante Inyección Global Única (IGU). El diseño descompone las cargas para que los micropilotes operen de forma eficiente y exclusiva a carga axial pura. Ante el momento de volcamiento, los micropilotes del talón trabajan a tracción pura (aprovechando la alta resistencia a fluencia del acero), mientras los de la puntera trabajan a compresión. Esta estrategia elimina la flexión desfavorable, garantizando la integridad estructural del sistema

siempre que se controlen eventos de socavación que reduzcan el confinamiento lateral en la ribera.

3. **Mitigación de Socavación y “Piping” en Gaviones Modulares.** Las alternativas anteriores proponían gaviones apoyados directamente sobre llenos superficiales, exponiéndolos al colapso por socavación local y al lavado de finos (piping) inducido por el flujo subsuperficial en el corredor del río. El nuevo diseño integra una losa de cimentación reforzada con una llave de cortante de 0.70m x 0.40m. Esta llave no solo aumenta la resistencia pasiva al deslizamiento (bajo estándares CCP-14), sino que funciona como una barrera estanca que corta las líneas de filtración, protegiendo la base de la estructura contra la erosión regresiva y el potencial arrastre de partículas bajo la losa, factor que ha sido determinante en fallas históricas de gaviones en el sector.
4. **Resiliencia y Durabilidad frente a la Abrasión Fluvial.** La malla de acero de los gaviones expuesta directamente al transporte de sedimentos del río Medellín sufría un desgaste acelerado debido a la abrasión mecánica por arrastre de fondo. Para mitigar esta degradación prematura, el nuevo diseño incorpora un revestimiento frontal de mortero reforzado con fibra en las caras críticas y un sistema de subdrenaje compuesto por geotextil NT-1800 y cañuela en el trasdós. Este enfoque multicapa no solo asegura una vida útil extendida, sino que brinda una alta resiliencia ante eventos hidrológicos extremos y reduce de manera significativa los costos proyectados de mantenimiento, al evitar la corrosión expuesta y la desestabilización por acumulación de presiones de poros detrás del muro.

8.3 REVISIÓN, EVALUACIÓN Y ADOPCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

En este capítulo se presenta la revisión técnica y la verificación de consistencia de la información geotécnica disponible para el corredor del río Medellín comprendido entre la estación Industriales y el sector de La Macarena. El análisis integra los registros de campo, los resultados de laboratorio y la distribución espacial de las exploraciones. Su propósito es establecer un modelo geotécnico común, identificar las limitaciones de representatividad de la información y documentar los parámetros conservadores finalmente utilizados en el diseño.

La evaluación se concentra en las diez perforaciones ejecutadas durante 2023 dentro del corredor y en los estudios geotécnicos elaborados por la Universidad Nacional de Colombia para los sectores de La Macarena y Puente Guayaquil–Puente San Juan. Como criterio general, los resultados puntuales no se extrapolan automáticamente a todo el tramo; su utilización se condiciona a la unidad estratigráfica, a la calidad de la muestra, al método de ensayo y a la coherencia con el conjunto de observaciones de campo.

La selección final se orienta hacia valores ubicados en el intervalo bajo de los rangos técnicamente típicos de acuerdo con la naturaleza de los materiales. Esta decisión responde a la heterogeneidad de los llenos antrópicos, a la variabilidad lateral y vertical de los depósitos aluviales, a la limitada cantidad de ensayos de resistencia al corte y a la incertidumbre inherente a las correlaciones empíricas basadas en el ensayo SPT. Los parámetros adoptados corresponden a los incorporados en las memorias de cálculo por CCP-14 para los muros Tipo I, Tipo II y Tipo III, así como para la estructura modular en gaviones.

8.3.1 Análisis de la información de campo y laboratorio existente (estudios previos Universidad Nacional)

La información directa del subsuelo está constituida por diez perforaciones, con una longitud acumulada de 99,2 m. Dos sondeos, denominados P01 y P02, corresponden al sector de La Macarena; los ocho restantes, P1 a P8, se distribuyen entre el entorno de la avenida 33, Puente San Juan y la descarga de la quebrada La Picacha. Las profundidades individuales varían entre 9,0 m y 10,2 m. La campaña fue ejecutada durante marzo de 2023 mediante percusión para el avance en suelo, ensayo SPT y muestreo estándar, complementados con muestras de pared delgada cuando las condiciones del material lo permitieron y con rotación NQ para materiales gruesos o tramos de difícil avance.

Durante las perforaciones se registró el nivel freático a profundidades comprendidas entre 2,5 m y 8,0 m. Esta variación confirma que la posición del agua subterránea no puede representarse mediante una superficie única e invariable para todo el corredor. Además de las diferencias espaciales, su posición puede cambiar con el nivel del río, las precipitaciones, las redes de drenaje y las condiciones locales de confinamiento. En consecuencia, los niveles medidos se emplean como referencia de la campaña, mientras que las verificaciones de diseño deben incorporar las condiciones hidráulicas críticas definidas para cada obra.

Tabla 5. Resumen del programa de exploración geotécnica utilizado en la revisión y diseños.

Sondeo	Sector localización	Profundidad [m]	Nivel freático [m]	Fecha	Método principal
Margen Izquierda					
P01	La Macarena (margen izquierda)	10	5.9	3/3/2023	Percusión + SPT/STD; SH cuando aplica; rotación NQ
P02	La Macarena (Margen izquierda)	9	6.4	3/3/2023	
P1	Av. 33, margen izquierda	10	2.5	3/3/2023	Percusión + SPT/STD; SH

Sondeo	Sector localización	Profundidad [m]	Nivel freático [m]	Fecha	Método principal
P2	Av. 33, margen izquierda	10.2	2.5	9/3/2023	cuando aplica; rotación NQ
Margen Derecha					
P3	Av. 33, margen derecha del río	10	4.5	13/03/2023	Percusión + SPT/STD; SH cuando aplica; rotación NQ
P4	Av. 33, margen derecha del río	10	4.3	10/3/2023	
P5	Av. 33, margen derecha del río	10	4	7/3/2023	
P6	Av. 33, margen derecha del río	10	8	4/3/2023	
P7	Av. 44, margen derecha (sector La Picacha)	10	4.8	15/03/2023	
P8	Av. 44, margen derecha (sector La Picacha)	10	4.7	17/03/2023	

Fuente: Elaboración propia a partir de los registros de perforación y de la consolidación de ensayos del proyecto (Universidad Nacional de Colombia, 2023a, 2023b).

La base consolidada contiene 37 muestras con resultados de clasificación: 11 del sector La Macarena y 26 del sector avenida 33–Puente San Juan–La Picacha. De este conjunto, 24 muestras se clasifican como llenos antrópicos, seis como depósitos aluviales finogranulares y siete como depósitos aluviales de moderada energía. Los depósitos aluviales gruesos están ampliamente representados en los registros de perforación, pero su naturaleza gravosa, el tamaño de los fragmentos y la baja recuperación de matriz limitaron la obtención de muestras aptas para ensayos convencionales de clasificación y resistencia.

Los intervalos de la Tabla 6 muestran que una misma denominación estratigráfica agrupa materiales con comportamientos diferentes. El lleno antrópico incluye arenas y gravas con cantidades variables de finos y clasificaciones desde suelos arenosos hasta gravas con matriz limo-arcillosa. Los depósitos aluviales finogranulares presentan límites líquidos e índices de plasticidad significativamente mayores, mientras que los depósitos de moderada energía exhiben una transición entre materiales gravosos con bajo contenido de finos y mezclas con matriz cohesiva. Esta dispersión impide asignar parámetros de resistencia a partir de una muestra aislada y sustenta el uso de una envolvente conservadora.

La revisión también identificó que varias muestras fueron recuperadas por encima del nivel freático observado y que las muestras inalteradas disponibles fueron escasas.

Tabla 6. Variabilidad de las propiedades índice en las muestras clasificadas.

Unidad	No. de muestras	Wn [%]	LL [%]	IP [%]	Pasa No. 200 [%]	Clasificaciones USCS observadas
Lleno antrópico	24	2,1 – 24,6	23,6 – 46,4	4,3 – 20,9	5,1 – 48,1	GC, GC-GM, GM - GC, GP-GC, GW-GC, SC, SM, SW-SC
Depósito aluvial finogranular	6	15,5 – 25,5	32,6 – 66,4	9,1 – 33,4	39,1 – 73,5	CL, MH, ML, SM
Depósito aluvial de moderada energía	7	3,3 – 27,8	22,7 – 32,7	2,1 – 10,3	4,0 – 37,7	GC, GP, GP-GC, GW, GW-GC

Fuente: Elaboración propia a partir de Relación_Ensayos_Geotecnia_Río_Medellín y de las tablas de resultados de laboratorio de los estudios de 2023.

En materiales gruesogranulares, la recuperación parcial de matriz y la presencia de partículas de tamaño superior al admisible en los equipos de laboratorio reducen la representatividad de los ensayos. Por ello, la información de laboratorio se utiliza principalmente para verificar la naturaleza, gradación, plasticidad y variación de los materiales, y no como una determinación exhaustiva de su resistencia al corte.

8.3.2 Localización y distribución espacial de los sondeos exploratorios realizados en los estudios previos

La distribución de las exploraciones no es uniforme a lo largo del corredor. Los sondeos P1 a P6 se concentran en el entorno de la avenida 33 y el tramo inmediatamente adyacente; P7 y P8 se localizan en el sector de La Picacha, mientras que P01 y P02 se encuentran frente al Centro de Eventos La Macarena. En conjunto, cuatro perforaciones se ubican sobre la margen izquierda y seis sobre la margen derecha.

Esta configuración ofrece información directa para los sectores de avenida 33 (Figura 71), La Picacha y La Macarena (Figura 72), pero deja una cobertura más limitada hacia el extremo aguas arriba, en proximidades de Puente Guayaquil y la estación Industriales, así como en algunos tramos intermedios de Parques del Río. La ausencia de una malla continua de exploración impide demostrar la continuidad lateral de los estratos y obliga a evitar interpolaciones rígidas entre sondeos separados.

Para la interpretación geotécnica se adopta una sectorización funcional, no una división absoluta de unidades: sector sur, asociado a avenida 33; sector central, asociado a Parques del Río y La Picacha; y sector norte, correspondiente a La Macarena. La comparación entre estos grupos permite reconocer tendencias generales, pero no elimina la posibilidad de cambios abruptos de espesor, granulometría o compacidad asociados a antiguos cauces, barras aluviales, rellenos de conformación y obras sucesivas de canalización.

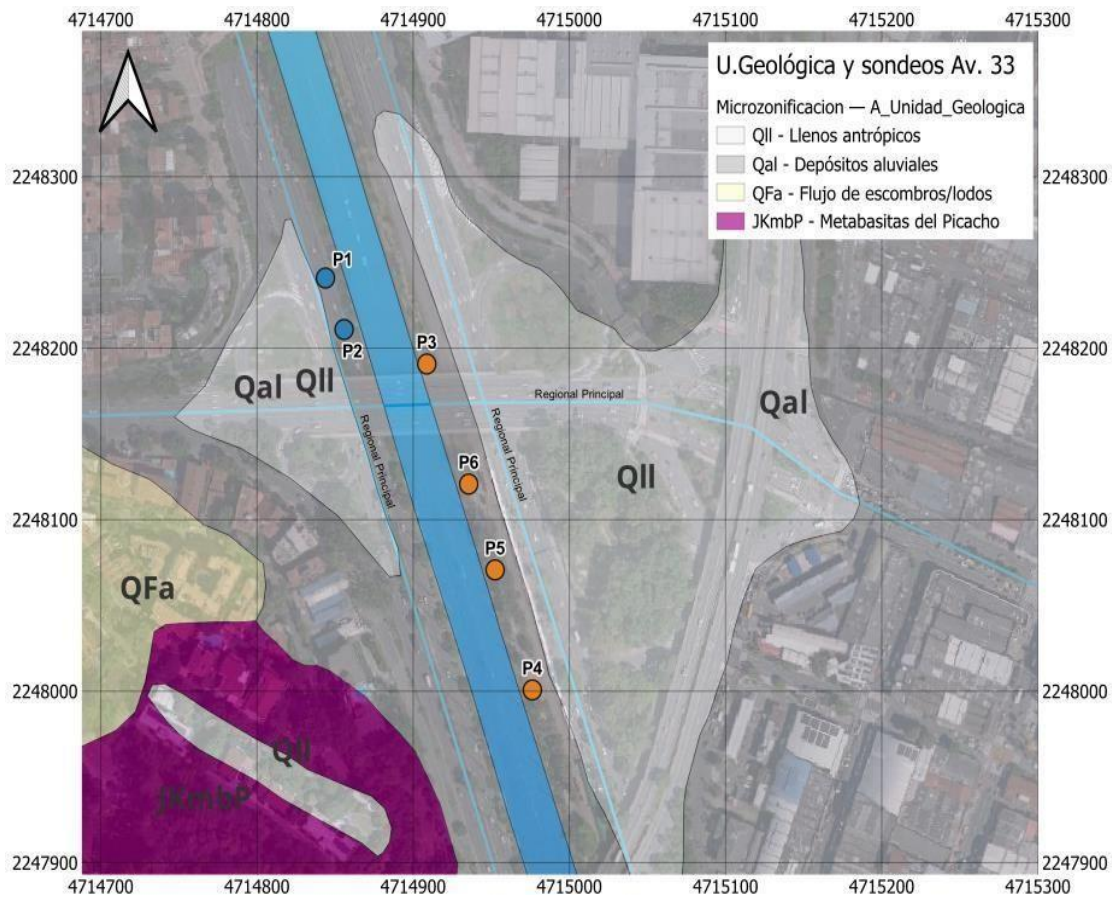


Figura 71. Sondeos exploratorios en el sector de la Avenida 33

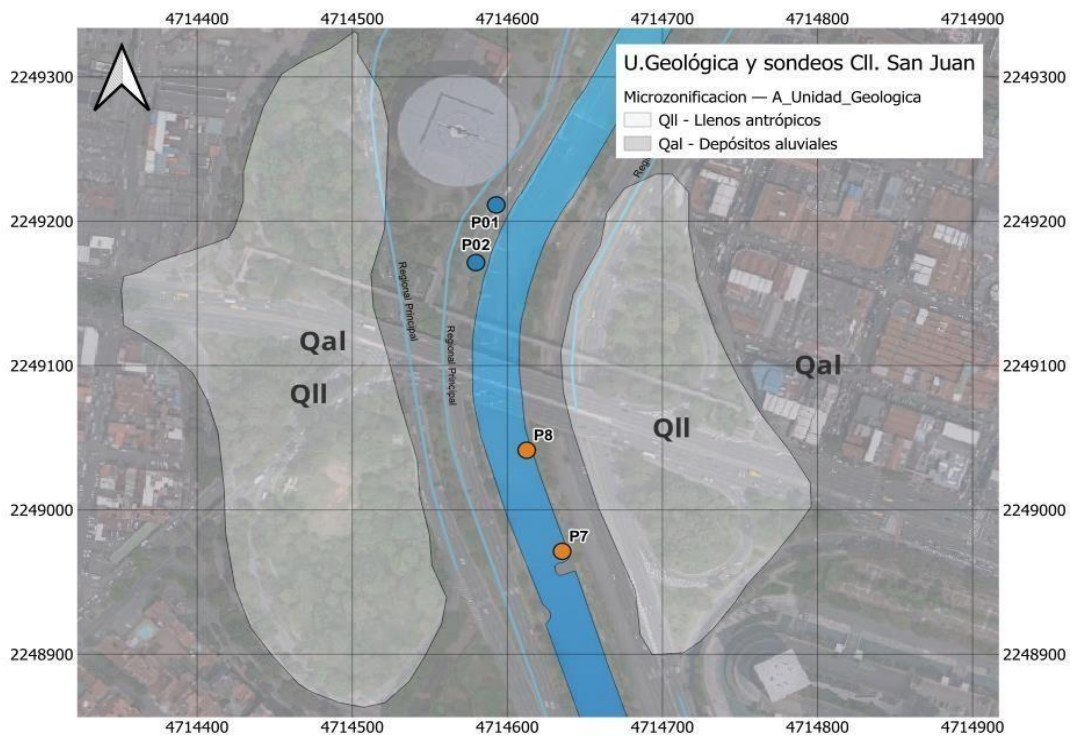


Figura 72. Sondeos exploratorios en el sector de la Calle San Juan y La Picacha.

La extrapolación hacia los sectores con menor cobertura se realiza únicamente para establecer parámetros de diseño comunes y conservadores. Esta decisión no equivale a afirmar que el perfil estratigráfico sea idéntico en todo el corredor. Durante la construcción deberán verificarse las condiciones reales de apoyo, la presencia de rellenos no controlados, zonas blandas, materiales orgánicos, vacíos o cambios significativos en el nivel freático, con el fin de ajustar localmente la preparación de la fundación y el procedimiento constructivo.

Tabla 7. Relación de sondeos exploratorios realizados sobre el corredor objeto del análisis

Sondeo	Localización	Este [m]	Norte [m]	Profundidad [m]	Nivel freático [m]
Margen izquierda					
P01	La Macarena	833680	1183020	10	5,9
P02	La Macarena	833667	1182980	9	6,4
P1	Av. 33	833933	1182050	10	2,5
P2	Av. 33	833945	1182020	10,2	2,5
Margen derecha					
P3	Av. 33	833998	1182000	10	4,5
P4	Av. 33	834066	1181810	10	4,3
P5	Av. 33	834042	1181880	10	4
P6	Av. 33	834025	1181930	10	8
P7	Av. 44 (sector La Picacha)	833723	1182780	10	4.8
P8	Av. 44 (sector La Picacha)	833700	1182850	10	4.7

Fuente: elaboración propia a partir de los registros de perforación y de la consolidación de ensayos del proyecto (Universidad Nacional de Colombia, 2023a, 2023b).

8.3.3 Limitaciones geomecánicas de la información disponible

La información disponible permite establecer un modelo de diseño coherente, pero no constituye una caracterización geomecánica exhaustiva de todas las unidades presentes entre Industriales y La Macarena. Las principales restricciones corresponden a la heterogeneidad intrínseca de los materiales, la baja cantidad de ensayos directos de resistencia, las dificultades de muestreo en suelos gravosos y la dispersión de las correlaciones derivadas del SPT. Estas limitaciones se consideran explícitamente en la selección de los parámetros, en lugar de compensarse mediante promedios globales que podrían producir una resistencia aparente superior a la realmente disponible.

Criterios técnicos para el descarte de los ensayos de corte directo previos en los llenos antrópicos y depósitos aluviales

Los estudios previos reportan dos ensayos de corte directo: P01-M05, recuperada entre 4,00 m y 4,45 m dentro del lleno antrópico y P4-M3, recuperada entre 2,00 m y 2,45 m

en un depósito aluvial finogranular (Tabla 8). Los resultados obtenidos fueron $c = 66,6$ kPa y $\varphi = 47,7^\circ$ para P01-M05, y $c = 59,2$ kPa y $\varphi = 31,5^\circ$ para P4-M3. Ambos ensayos representan condiciones puntuales y no cuentan con repetición suficiente para evaluar la variabilidad interna de sus respectivas unidades.

Tabla 8. Ensayos de corte directo disponibles y evaluación de representatividad.

Muestra	Unidad	Profundidad [m]	γ húmedo [kN/m ³]	c [kPa]	φ [°]	Evaluación
P01-M05	Lleno antrópico	4,00–4,45	19,3	66,6	47,7	No representativo del conjunto del lleno; valores elevados y sin repetición.
P4-M3	Aluvial finogranular	2,00–2,45	19,0	59,2	31,5	Ensayo local; cohesión elevada para extrapolación a largo plazo en todo el corredor.

Fuente: elaboración propia a partir de los resultados de laboratorio de los estudios geotécnicos de La Macarena y Puente Guayaquil–Puente San Juan.

El descarte para efectos de adopción general se fundamenta en los siguientes aspectos:

- La cantidad de ensayos es insuficiente frente a la longitud del corredor, la diversidad de estratos y la variación observada entre perforaciones.
- Las muestras corresponden a profundidades y localizaciones específicas; no existe una serie de ensayos repetidos que permita verificar dispersión, anisotropía o sensibilidad al contenido de humedad.
- En los llenos antrópicos y en los aluviones con grava, la dimensión de la muestra de laboratorio puede excluir una parte importante de la fracción gruesa y modificar la estructura real del material.
- Los valores de cohesión pueden incluir componentes de cohesión aparente, succión, cementación local o estructura de la muestra que no deben acreditarse como resistencia efectiva permanente.
- El ángulo de fricción de $47,7^\circ$ obtenido en el lleno P01-M05 es superior al rango conservador compatible con la heterogeneidad y el estado de conformación de los rellenos del corredor.
- La condición de diseño de largo plazo, expuesta a variaciones del nivel freático y a saturación transitoria, requiere limitar la contribución de la cohesión y evitar el uso de resistencias pico puntuales.

Los estudios anteriores descartaron estos resultados al definir sus parámetros característicos, por considerarlos no representativos de las unidades analizadas. En la presente revisión, los ensayos se conservan como evidencia cualitativa de que localmente pueden presentarse materiales densos, cementados o de consistencia alta, pero no se emplean para incrementar los parámetros del modelo común.

Incertidumbre en la estimación de parámetros mediante correlaciones empíricas del ensayo SPT

El ensayo SPT constituye la principal fuente cuantitativa de información resistente en los estudios previos. A partir del número de golpes se aplicaron correlaciones para estimar ángulos de fricción y cohesiones, incluyendo correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de barras, muestreador y diámetro de perforación. Aunque este procedimiento es técnicamente válido como herramienta de aproximación, los resultados dependen de la formulación seleccionada y de la calidad del registro de campo.

La dispersión reportada es significativa. Para el lleno antrópico del tramo Puente Guayaquil–Puente San Juan, las correlaciones produjeron ángulos de fricción entre 26° y 47° y cohesiones entre 0,9 kPa y 46,0 kPa, después de excluir algunas formulaciones extremas. En el depósito aluvial finogranular se obtuvieron ángulos entre 26° y 43° y cohesiones entre 5,0 kPa y 39,4 kPa; para el depósito aluvial de moderada energía, los ángulos variaron entre 33° y 43° y las cohesiones entre 20,7 kPa y 71,1 kPa. La amplitud de estos intervalos confirma que la correlación elegida puede influir tanto como el propio valor N.

La incertidumbre aumenta en materiales con gravas, fragmentos de roca, escombros o cambios granulométricos abruptos. En estos casos, un número alto de golpes puede responder al contacto con una partícula gruesa o a una obstrucción local y no necesariamente a una mayor resistencia global de la matriz. De manera análoga, valores bajos pueden relacionarse con pérdida de energía, alteración del sondeo, lavado de finos o condiciones locales de saturación.

Por estas razones, los parámetros derivados del SPT se interpretan como intervalos orientativos y se contrastan con la descripción estratigráfica, la recuperación de muestras, la clasificación USCS, el nivel freático y la respuesta esperada de los materiales. No se adopta el promedio simple de todas las correlaciones ni se selecciona la formulación que produzca la mayor resistencia. La envolvente de diseño se ubica deliberadamente en la parte baja de los valores de referencia para materiales comparables, manteniendo coherencia entre las diferentes tipologías estructurales.

8.3.4 Modelo estratigráfico adoptado y selección de parámetros físicos y mecánicos conservadores

El modelo estratigráfico generalizado considera una cobertura superficial de llenos antrópicos de espesor variable, apoyada sobre depósitos aluviales del río Medellín. Dentro de los aluviones se reconocen lentes finogranulares, transiciones de moderada energía y paquetes gruesogranulares constituidos por gravas y fragmentos redondeados a subangulares. La secuencia y el espesor de estas unidades cambian entre sondeos y no deben interpretarse como capas horizontales continuas a lo largo de todo el corredor.

Para el diseño de las obras se simplifica esta variabilidad mediante dos dominios geotécnicos: el material retenido o de relleno que genera los empujes sobre las estructuras, y el suelo de cimentación que participa en la capacidad de soporte, fricción de base y respuesta del plano de apoyo. La simplificación es intencionalmente conservadora y permite utilizar un conjunto común de parámetros en las memorias de los muros Tipo I, Tipo II y Tipo III, evitando cambios injustificados entre estructuras contiguas.

Tabla 9. Parámetros geotécnicos conservadores adoptados para el corredor

Dominio / material	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	Aplicación principal	Criterio de uso
Material retenido / relleno	17,7	27	5	Empujes estáticos y sísmicos	La cohesión no reduce el empuje activo; valor bajo respecto a los rangos correlacionados.
Suelo de cimentación	17	26	8	Capacidad de soporte e interacción con la base	c' se usa en capacidad de soporte; no se acredita en deslizamiento ni en pasivo.
Gavión lleno	18	—	—	Peso propio de la estructura modular	Peso unitario global que incluye piedra, vacíos, malla y acabado.

Tabla 10. Módulo de reacción vertical del suelo para el cálculo de zapatas y losas

Tipología [-]	k_v mínimo [kN/m ³]	k_v central [kN/m ³]	k_v máximo [kN/m ³]	Unidad [SI]	S_v con k_v central [mm]	q_{max} servicio [kPa]	h estructural [m]
Tipo I	3432,30	7161,79	12196,72	kN/m ³	2,37	16,97	0,4
Tipo II	2957,87	6171,85	10510,81	kN/m ³	7,97	49,2	0,4
Tipo III	2509,03	5235,30	8915,85	kN/m ³	11,86	62,07	0,4
Gaviones modulares	3057,83	6380,43	10866,04	kN/m ³	11,08	70,68	0,1

Los valores adoptados no corresponden a la media estadística de los resultados previos, sino a una selección de diseño que incorpora explícitamente el nivel de incertidumbre. El ángulo de fricción de 27° del material retenido se ubica en el extremo inferior de las correlaciones consideradas técnicamente plausibles, mientras que la cohesión efectiva se limita a 5 kPa y no se utiliza como reducción del empuje. Para el suelo de cimentación se adopta $\phi' = 26^\circ$ y $c' = 8$ kPa, con un factor de seguridad de 3,0 para obtener la capacidad admisible en condición de servicio.

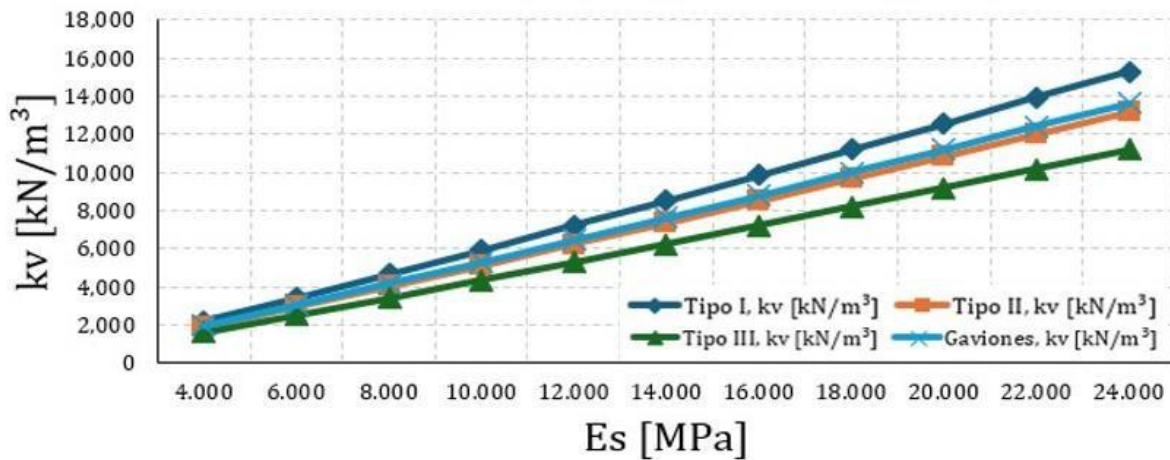


Figura 73. Verificación de rango de valores por sensibilidad para módulo de reacción vertical Kv

Tabla 11. Módulos de deformación, de reacción vertical y relación de Poisson

Tipología [-]	Escenario [-]	B [m]	h [m]	Es [MPa]	ν [-]	kv [kN/m³]	K nodo, ΔL [kN/m]	s(qmax) [mm]
Tipo I	Bajo	1	0,4	6	0,35	3432,30	3432,30	4,94
Tipo I	Representativo	1	0,4	12	0,33	7161,79	7161,79	2,37
Tipo I	Alto	1	0,4	20	0,30	12196,72	12196,72	1,39
Tipo II	Bajo	1,25	0,4	6	0,35	2957,87	3697,33	16,64
Tipo II	Representativo	1,25	0,4	12	0,33	6171,85	7714,81	7,97
Tipo II	Alto	1,25	0,4	20	0,30	10510,81	13138,51	4,68
Tipo III	Bajo	1,6	0,4	6	0,35	2509,03	4014,44	24,74
Tipo III	Representativo	1,6	0,4	12	0,33	5235,30	8376,48	11,86
Tipo III	Alto	1,6	0,4	20	0,30	8915,85	14,265,37	6,96
Gaviones modulares	Bajo	2	0,1	6	0,35	3057,83	6115,66	23,11
Gaviones modulares	Representativo	2	0,1	12	0,33	6380,43	12,760,86	11,08
Gaviones modulares	Alto	2	0,1	20	0,30	10866,04	21732,08	6,5

Tabla 12. Parámetros complementarios utilizados en las memorias de cálculo.

Parámetro	Valor adoptado	Unidad	Aplicación / observación
Relación de fricción muro–relleno, δ/φ	0,65	—	Coulomb y Mononobe–Okabe.
Coeficiente de fricción de base, μ	0,304	—	Calculado como $\tan(0,65 \cdot 26^\circ)$ para los muros de concreto.
Sobrecarga uniforme, q	20	kPa	Carga superficial común en las tipologías de muro.
Inclinación del terreno, α	5	°	Geometría adoptada para empujes.
Cara posterior del muro, β	90	°	Paramento posterior vertical.
Profundidad de apoyo, muros Tipo I–III	0,40	m	Coincide con el espesor de la zapata.
Profundidad de apoyo, gaviones	0,00	m	Sin empotramiento del cuerpo del gavión.
Altura efectiva de llave en gaviones	0,40	m	Frente pasivo sin acreditar cohesión.
FS para capacidad admisible	3,0	—	Aplicado a la capacidad última del suelo de cimentación.

Fuente: memorias de cálculo geotécnico-estructurales del presente proyecto.

En los sistemas de gaviones, el plano inferior de la losa de apoyo coincide con la superficie del terreno y no se reconoce empotramiento del cuerpo modular. La contribución pasiva se limita al frente efectivo de la llave o dentellón de 0,40 m, calculada sin cohesión. La estabilidad por deslizamiento distingue las interfaces losa–base granular y base granular–suelo natural, con ángulos nominales de 36° y 26° , respectivamente, antes de aplicar los factores de resistencia LRFD.

La tabla conservadora se aplica al conjunto del corredor mientras no se disponga de información local que justifique valores inferiores o superiores. Si durante la ejecución se identifican rellenos blandos, materiales orgánicos, vacíos, pérdida de finos o contactos más desfavorables, deberá adoptarse el tratamiento local correspondiente sin asumir que los parámetros de la Tabla 8 compensan una condición de apoyo deficiente.

8.3.5 Parámetros de diseño sísmico

El municipio de Medellín se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia. Para el diseño de los sistemas de contención se adoptan los criterios de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, de forma consistente con las memorias de cálculo desarrolladas para las tres tipologías de muro y la estructura de gaviones. La acción sísmica sobre los empujes se evalúa mediante el procedimiento de Mononobe–Okabe y las combinaciones LRFD correspondientes.

Los estudios geotécnicos anteriores clasificaron el subsuelo como perfil Tipo D. Esta clasificación se conserva como referencia del comportamiento dinámico del sitio; no

obstante, debe reconocerse que las perforaciones directas alcanzan aproximadamente 10 m y no caracterizan por sí solas la totalidad de los 30 m superiores requeridos para una reclasificación independiente. Su adopción se apoya en la información consolidada de los estudios previos y en el contexto de los depósitos aluviales y rellenos del fondo del Valle de Aburrá.

Los coeficientes anteriores gobiernan el cálculo de empujes sísmicos y las verificaciones de los sistemas de contención bajo CCP-14. No deben sustituirse por los coeficientes empleados en el análisis seudoestático de estabilidad global, dado que corresponden a procedimientos y objetivos distintos.

La NSR-10 se utiliza exclusivamente para la verificación de estabilidad global por métodos de equilibrio límite. En dicho análisis se adoptará el coeficiente seudoestático y los factores de seguridad aplicables a taludes, considerando las condiciones de nivel freático y saturación definidas para cada escenario. Los resultados de esa verificación deberán presentarse separadamente, sin mezclar el coeficiente KST con el Kh utilizado para Mononobe-Okabe en las memorias estructurales.

Tabla 13. Parámetros sísmicos adoptados en las memorias de cálculo CCP-14 (Memorias de cálculo Tipo I, Tipo II, Tipo III y Gaviones Modular LRFD Hidráulico).

Parámetro	Símbolo	Valor	Observación
Aceleración pico adoptada	PGA	0,25 g	Valor utilizado en las memorias finales.
Factor aplicado a la PGA	α PGA	0,65	Factor de adopción utilizado para obtener Kh.
Coeficiente sísmico horizontal	Kh	0,1625	$Kh = \alpha PGA \cdot PGA$.
Coeficiente sísmico vertical	Kv	0,00	No se incorpora componente vertical en los empujes.
Perfil de suelo adoptado	—	Tipo D	Clasificación conservada de los estudios geotécnicos previos.
Amenaza sísmica	—	Intermedia	Condición correspondiente al municipio de Medellín.

La coexistencia de criterios CCP-14 y NSR-10 no implica duplicidad normativa. CCP-14 gobierna los empujes y las verificaciones LRFD de las estructuras de contención; NSR-10 se reserva para la estabilidad global del conjunto terreno–obra mediante equilibrio límite.

En síntesis, la información disponible confirma la presencia generalizada de rellenos antrópicos sobre depósitos aluviales variables, pero no permite asignar parámetros altos ni demostrar una continuidad lateral uniforme. La revisión de campo, laboratorio, correlaciones y memorias de cálculo conduce a un modelo de diseño deliberadamente conservador, común para el corredor, que limita la cohesión acreditada, emplea ángulos

de fricción en el rango bajo y separa claramente la resistencia utilizada en empujes, capacidad de soporte, deslizamiento y pasivo.

8.4 CRITERIOS METODOLÓGICOS Y FILOSOFÍA DE DISEÑO LRFD

El análisis y dimensionamiento de las estructuras geotécnicas proyectadas para el control de inundaciones en el corredor comprendido entre el sector Industriales y el sector La Macarena se desarrolló mediante la metodología de diseño por factores de carga y resistencia —LRFD—, siguiendo los criterios establecidos en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes —CCP-14—.

Esta metodología permite evaluar de manera diferenciada la incertidumbre asociada con las acciones actuantes, las propiedades de los materiales y los mecanismos de resistencia disponibles. Para ello, las cargas y resistencias nominales se afectan mediante factores específicos, de acuerdo con el estado límite analizado y con la naturaleza permanente, transitoria o accidental de cada solicitud.

La filosofía de diseño considera tanto la estabilidad externa de las estructuras como el comportamiento de sus elementos constitutivos y su interacción con el terreno de cimentación. Las verificaciones comprenden, según la tipología analizada, el deslizamiento, el volcamiento, la posición de la resultante, las presiones de contacto, la capacidad portante, la respuesta de micropilotes o elementos de anclaje, la estabilidad estructural de los componentes y la estabilidad global del conjunto suelo–estructura.

Debido a la variabilidad propia de los depósitos aluviales y de los materiales antrópicos existentes en el corredor, se adoptaron parámetros geotécnicos conservadores dentro del rango inferior de los valores considerados representativos. Este criterio responde al nivel de incertidumbre de la caracterización disponible y a las limitaciones para obtener muestras inalteradas que permitan determinar directamente los parámetros de resistencia al corte mediante ensayos de laboratorio.

8.4.1 Aplicación de la norma colombiana de diseño de puentes —CCP-14

La CCP-14 se adoptó como documento normativo principal para la definición de las combinaciones de carga, los estados límite y los factores aplicables al diseño de las estructuras de contención y protección fluvial. Su aplicación resulta pertinente por tratarse de obras sometidas simultáneamente a acciones geotécnicas, hidráulicas, vehiculares y sísmicas, localizadas dentro de un corredor de infraestructura urbana asociado al río Medellín.

Para cada estructura se evaluaron las acciones permanentes correspondientes al peso propio de los elementos, el peso del suelo contenido o dispuesto sobre la cimentación y las presiones laterales del terreno. Asimismo, se incluyeron las acciones variables o

transitorias asociadas con las sobrecargas próximas a la estructura, la presencia de tránsito y las condiciones hidráulicas previstas.

Las acciones sísmicas se incorporaron mediante los coeficientes establecidos en las memorias de cálculo del proyecto, considerando tanto el incremento del empuje lateral del terreno como las fuerzas inerciales generadas sobre la masa de la estructura y, cuando corresponde, sobre los materiales retenidos.

La evaluación se efectuó por unidad longitudinal de estructura, salvo en aquellos componentes cuya resistencia depende directamente de su separación transversal, como los micropilotes, anclajes o elementos discretos de cimentación. En estos casos, las acciones y resistencias se transformaron de manera consistente entre el modelo por metro lineal y el modelo correspondiente a cada elemento individual.

La NSR-10 se emplea de manera complementaria únicamente para la revisión seudoestática de la estabilidad global de taludes y del conjunto suelo-estructura mediante métodos de equilibrio límite. Para el diseño de los sistemas de contención, sus cimentaciones y los elementos de transferencia de carga se mantienen los criterios y combinaciones correspondientes a la CCP-14.

8.4.2 Estados límite evaluados

Las estructuras fueron verificadas para los estados límite de Servicio, Resistencia I y Evento Extremo I. Cada estado representa una condición diferente de funcionamiento y, por tanto, contempla combinaciones particulares de acciones y factores.

Estado límite de Servicio. Corresponde a las condiciones normales de operación de la estructura. En esta condición se evalúa que las deformaciones, desplazamientos y presiones transmitidas al terreno sean compatibles con el comportamiento esperado durante la vida útil de la obra.

Las verificaciones principales comprenden la distribución de presiones bajo la cimentación, la posición de la resultante, la excentricidad de la carga, la posible pérdida de contacto entre la base y el terreno, y la respuesta de los micropilotes o anclajes bajo cargas de servicio.

La presión máxima de contacto debe permanecer dentro de los valores admisibles adoptados para el terreno, mientras que la presión mínima permite identificar si se presenta una condición de contacto parcial o levantamiento de la cimentación. Cuando la resultante se encuentra fuera del núcleo central, la distribución de esfuerzos se determina considerando únicamente la longitud efectiva de base que permanece comprimida.

Las capacidades admisibles de los micropilotes corresponden a valores de servicio que incorporan el factor de seguridad definido para su diseño. En consecuencia, dichas

capacidades no se trasladan directamente a las verificaciones de resistencia sin recuperar previamente la resistencia nominal correspondiente.

Estado límite de Resistencia I. Representa las condiciones ordinarias de carga para las cuales la estructura debe conservar una capacidad resistente suficiente frente a los mecanismos potenciales de falla.

En esta combinación se verifican el deslizamiento de la cimentación, el volcamiento, la capacidad portante del terreno, las presiones máximas de contacto, la resistencia de los elementos estructurales y la capacidad axial de los micropilotes o elementos de anclaje.

Las cargas permanentes y transitorias se afectan mediante los factores correspondientes, y las resistencias nominales se reducen utilizando los factores de resistencia definidos para cada mecanismo. No se considera que los elementos de cimentación desarrollen automáticamente la totalidad de su capacidad resistente; la demanda asignada a cada elemento se determina a partir de las condiciones de equilibrio y compatibilidad del sistema.

Cuando existen micropilotes verticales e inclinados, su contribución se evalúa de acuerdo con su orientación, separación y mecanismo predominante de trabajo. Las fuerzas se consideran actuando sobre el eje de cada elemento y los momentos se calculan utilizando la distancia perpendicular desde su línea de acción hasta el punto de giro adoptado, evitando descomposiciones que alteren artificialmente el brazo real de la fuerza.

Estado límite de Evento Extremo I. Corresponde a la condición sísmica de diseño. Su propósito es verificar que, ante la ocurrencia del evento considerado, la estructura conserve estabilidad suficiente y no presente mecanismos de falla frágil o pérdida general de soporte.

En esta condición se incluyen los empujes sísmicos del terreno, las fuerzas inerciales asociadas con el peso propio de la estructura y las demás acciones que, de acuerdo con las combinaciones adoptadas, sean simultáneas con el evento sísmico.

Las verificaciones comprenden el deslizamiento, el volcamiento, la posición de la resultante, las presiones de contacto, la capacidad resistente del terreno y la demanda sísmica sobre micropilotes, anclajes y demás elementos de cimentación.

Dado el carácter accidental y de baja probabilidad de ocurrencia de esta condición, se aplican los factores específicos correspondientes al evento extremo. No obstante, se mantiene el criterio de evitar condiciones incompatibles con la estabilidad general, como la pérdida significativa del contacto con el terreno, la movilización injustificada de resistencia pasiva o la superación de las capacidades nominales de los elementos de cimentación.

8.4.3 Solicitaciones de diseño

Las solicitaciones consideradas en el diseño incluyen los empujes laterales del terreno, las sobrecargas próximas a las estructuras, las acciones hidráulicas, las fuerzas inerciales sísmicas y las reacciones desarrolladas en la cimentación.

Para las condiciones estáticas, los empujes activos se determinan mediante los criterios de presión lateral aplicables a la geometría de cada estructura y a los parámetros geotécnicos adoptados. El incremento de presión asociado con la condición sísmica se evalúa mediante la formulación de Mononobe–Okabe, utilizando los coeficientes sísmicos definidos en las memorias de cálculo.

El empuje sísmico se incorpora como una acción adicional cuya magnitud, distribución y punto de aplicación dependen de la altura retenida, la inclinación del terreno, la geometría del paramento y las propiedades del suelo. La posición de la resultante se establece de acuerdo con el modelo adoptado para la distribución del incremento dinámico.

Las sobrecargas vehiculares o de operación se representan como cargas uniformemente distribuidas sobre el terreno cuando su localización permite que incidan sobre la cuña potencial de empuje. Su contribución se transforma en una presión lateral adicional mediante el coeficiente de empuje correspondiente. La aplicación de estas sobrecargas se revisa para cada tipología, evitando incluir acciones que no sean compatibles espacial o temporalmente con la condición evaluada.

Las fuerzas inerciales sísmicas sobre la estructura se calculan a partir del peso de los elementos y del coeficiente sísmico horizontal adoptado. Estas fuerzas se aplican en el centro de masa de cada componente, de manera que su efecto de volcamiento se determine con el brazo correspondiente respecto al punto de giro.

Las acciones hidráulicas incluyen, cuando corresponde, la presión hidrostática asociada con la sobreelevación de la lámina de agua del río, las presiones de poros y los posibles efectos de subpresión bajo la cimentación. La condición de diseño se establece considerando el funcionamiento previsto de los sistemas de drenaje y los escenarios hidráulicos definidos para el proyecto. Cuando no puede garantizarse el alivio de presiones, se adopta una condición conservadora de acumulación de agua.

La resistencia al deslizamiento se determina principalmente mediante la fricción desarrollada en la interfaz entre la base y el terreno, complementada por la contribución de micropilotes, anclajes o llaves cuando estos elementos se encuentren efectivamente incorporados en la geometría del sistema. No se considera resistencia pasiva del terreno frente a la cimentación cuando no existe empotramiento suficiente o cuando dicha resistencia puede perderse por procesos de excavación, socavación o alteración del material frontal.

Para la evaluación del volcamiento y de las presiones de contacto se determina la resultante de todas las acciones verticales y horizontales, así como el momento neto respecto al punto de referencia adoptado. La excentricidad se calcula a partir de la posición real de esta resultante y no se impone como un valor nulo. Con base en ella se define si la cimentación presenta contacto total o parcial y se calculan las presiones máxima y mínima transmitidas al terreno.

En todas las verificaciones se mantiene coherencia entre la geometría, las direcciones de las cargas y los brazos utilizados para el cálculo de momentos. En particular, las fuerzas de elementos inclinados se consideran con su magnitud axial y con la distancia perpendicular entre su línea de acción y el punto de giro, de modo que el modelo represente adecuadamente la contribución estabilizadora o desestabilizadora de cada elemento.

La condición que gobierna el diseño de las estructuras de contención para los diferentes escenarios contemplados corresponde a la de empujes geostáticos y no a la de empujes hidrostáticos, es decir, los sistemas de confinamiento del flujo en el canal fueron revisados bajo condiciones de empuje hidrostático por la sobreelevación de la lámina de agua para los períodos hidrológicos de diseño y modelación hidráulica, pero también para la condición de empujes de tierras permanentes bajo la geometría del canal e infraestructura vial adyacente.

8.5. ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE OBRAS DE CONTENCIÓN

El nuevo planteamiento de diseño organiza las obras de contención en dos familias de soluciones estandarizadas: muros de concreto reforzado apoyados sobre micropilotes inyectados y sistemas de gaviones modulares escalonados cimentados sobre una losa de concreto con llave de cortante. La selección entre ambas alternativas responde a la altura requerida, el ancho disponible, las interferencias existentes, la exposición hidráulica y las condiciones geotécnicas de cada tramo.

La propuesta busca mantener una respuesta estructural y geotécnica verificable mediante la metodología LRFD, pero incorporando criterios de constructibilidad compatibles con un corredor urbano restringido. En consecuencia, las tipologías se conciben con geometrías repetitivas, detalles comunes y transiciones controladas, de manera que puedan ejecutarse por frentes cortos, reducir excavaciones abiertas y facilitar la inspección y el mantenimiento durante la vida útil de las obras.

8.5.1. Criterios de estandarización geométrica y proceso constructivo en corredor vial restringido

El corredor comprendido entre el sector Industriales y el sector La Macarena presenta restricciones asociadas con la proximidad del cauce, la Avenida Regional, la Autopista Sur, las redes de servicios, las estructuras existentes y la necesidad de conservar la

operación vial. Estas condiciones limitan el espacio disponible para excavaciones, equipos, acopios y maniobras, por lo que la solución de contención no puede definirse únicamente a partir de su eficiencia resistente, sino también de su secuencia constructiva.

La estandarización se basa en emplear un número reducido de tipologías capaces de cubrir los rangos de altura identificados en el corredor. Para los muros de concreto se adoptan tres alturas principales, mientras que para los gaviones se utiliza una modulación prismática que permite conformar una sección compacta y escalonada mediante el enlace de al menos tres módulos de 1.00m x 1.00m. Este criterio reduce variaciones de formaleta, acero, elementos de conexión, detalles de cimentación y procedimientos de control de calidad.

La solución aplicable en cada tramo debe seleccionarse considerando, como mínimo, la altura de contención, el ancho de ocupación disponible, la presencia de rellenos antrópicos o depósitos aluviales, la posibilidad de instalar micropilotes, el acceso de los equipos y el nivel de exposición al agua. Los cambios entre tipologías deben resolverse mediante transiciones geométricas graduales, juntas definidas y continuidad en los sistemas de protección, drenaje y control de erosión.

En términos constructivos, se priorizan secuencias que permitan trabajar por segmentos independientes y mantener la estabilidad temporal del terreno. Los elementos de cimentación profunda deben ejecutarse antes de liberar excavaciones que dependan de su aporte, mientras que los gaviones deben montarse sobre una base de apoyo regular y drenada, verificando la continuidad de la losa, la llave de cortante y los elementos de protección del contacto suelo-estructura.

8.5.2. Tipología 1: Muros de contención en concreto reforzado

La primera familia corresponde a muros de concreto reforzado en voladizo, concebidos para los sectores en los que se requiere limitar el ancho de ocupación y controlar las acciones laterales mediante una cimentación profunda. El sistema integra el vástago, la zapata y los micropilotes como un conjunto único, de modo que las cargas verticales, los empujes y los momentos se transfieran al terreno a través de la base comprimida y de los elementos inyectados.

Se adoptan tres tipologías con el mismo principio resistente y con dimensiones progresivas. La repetición de criterios geométricos y detalles de cabeza de micropilote permite conservar una lógica común de fabricación, armado, vaciado y control, aun cuando cambien la altura del muro y las demandas de cada tramo.

Configuración geométrica y dimensiones para $H = 1,90$ m, $H = 2,40$ m y $H = 2,70$ m

La Tipología I se define para una altura de contención de 1,90 m y corresponde a la alternativa de menor dimensión dentro de la familia. La Tipología II cubre una altura de

2,40 m y constituye la solución intermedia. La Tipología III se adopta para una altura de 2,70 m y presenta la mayor sección de zapata y el mayor brazo resistente. En los diagramas de cuerpo libre se conserva un espesor de vástago de 0,30 m, mientras que las dimensiones del talón, la puntera y la base se incrementan de acuerdo con la altura y las demandas.

La progresión geométrica no debe interpretarse como una simple ampliación proporcional. Cada tipología mantiene su propia relación entre altura, ancho de base, posición de los micropilotes y brazos de las acciones. Por lo tanto, cualquier cambio en la altura, la longitud de la zapata o la ubicación de los elementos inclinados requiere actualizar las verificaciones de deslizamiento, volcamiento, contacto, presiones de apoyo y demanda axial de los micropilotes.

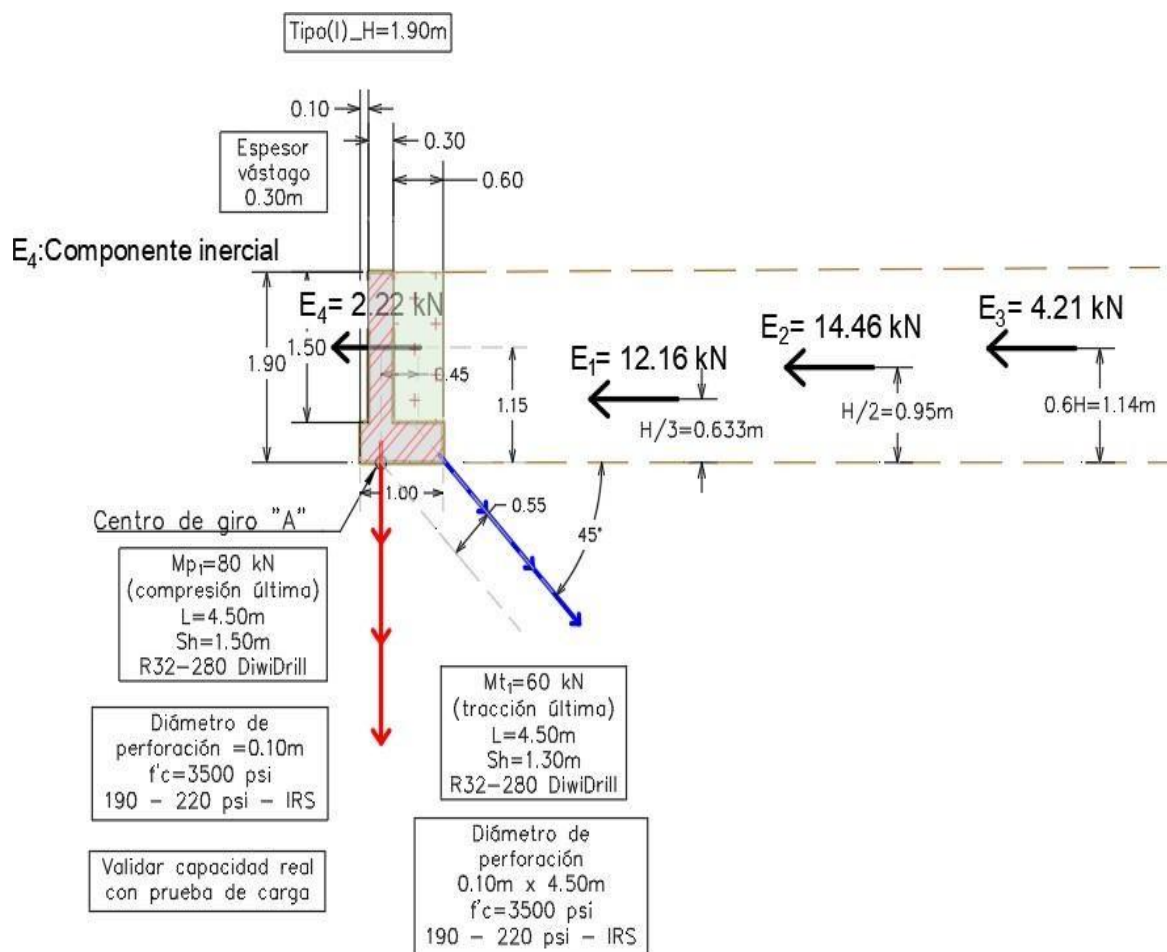


Figura 74. Esquema de la Tipología I de muro de concreto reforzado, H = 1,90 m.

La cara expuesta al cauce debe conservar continuidad en elevación y alineamiento de la corona, mientras que las variaciones de ancho se resuelven hacia el trasdós y mediante transiciones entre tramos. Las juntas de construcción y los cambios de tipología deberán ubicarse en puntos que permitan mantener la continuidad hidráulica y evitar concentraciones locales de filtración o erosión, esto quiere decir que las alturas

del vástago deben presentar transiciones geométricas en el arranque y terminación de los tramos hasta lograr su integración con la geometría del terreno.

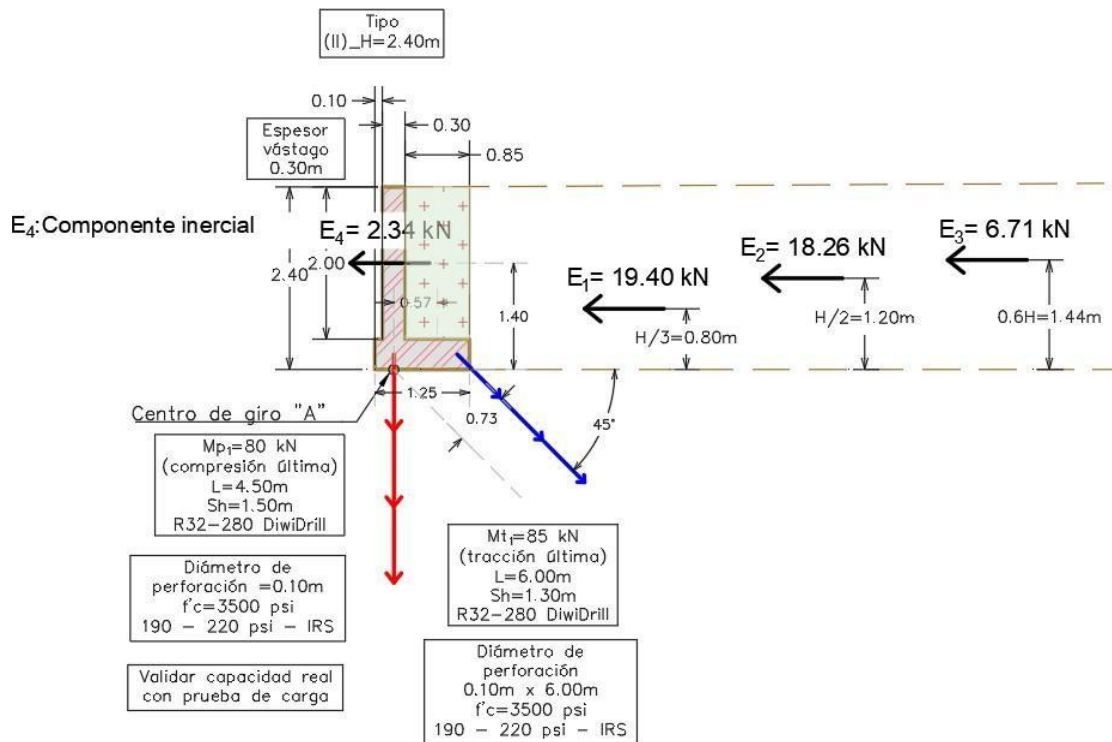


Figura 75. Esquema de la Tipología II de muro de concreto reforzado, H = 2,40 m.

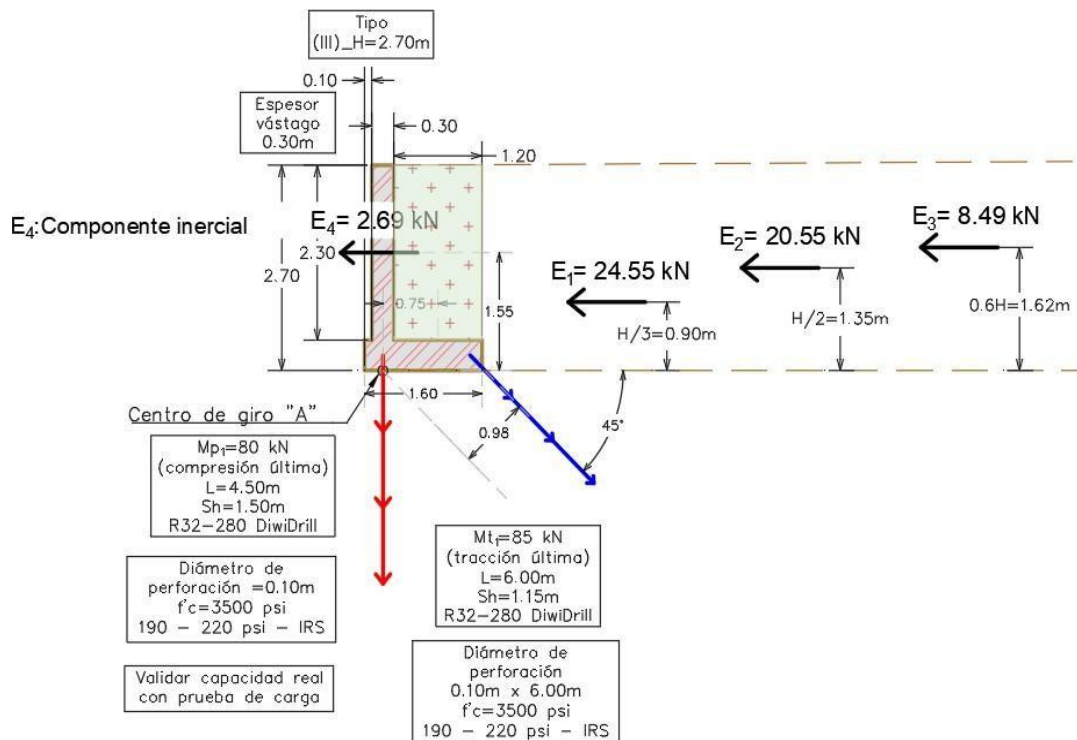


Figura 76. Esquema de la Tipología III de muro de concreto reforzado, H = 2,70 m

Configuración de cimentación profunda mediante micropilotes inyectados

La cimentación profunda se configura mediante micropilotes inyectados con sistema IRS y diámetro de perforación de 0,10 m. Los esquemas contemplan barras huecas autoperforantes HollowDrill R32-280, con un micropilote vertical trabajando principalmente a compresión y un micropilote inclinado aproximadamente 45° trabajando principalmente a tracción. La combinación permite reducir la dimensión de la zapata y controlar el momento de volcamiento dentro del espacio disponible.

Las longitudes representadas en los diagramas corresponden a 4,5 m y 6,0 m, según la tipología y la función de cada elemento. La longitud definitiva debe confirmarse con la estratigrafía, el procedimiento de inyección y la capacidad de adherencia alcanzable en campo. La separación longitudinal de los micropilotes se conserva como variable de diseño y debe relacionarse de forma consistente con el análisis por metro lineal de muro.

La transferencia de esfuerzos en cabeza se realiza mediante platinas, tuercas y elementos de anclaje integrados a la zapata. Para la revisión de momentos, la fuerza axial de cada micropilote se considera sobre su línea de acción y con la distancia perpendicular al punto de giro adoptado. Este criterio evita descomposiciones y representa directamente el aporte estabilizador del elemento inclinado.

Las capacidades utilizadas en las memorias constituyen valores de diseño que deben verificarse mediante pruebas de carga y control de la inyección. La aceptación del sistema requiere registrar la profundidad, el consumo de lechada, la presión de inyección, la inclinación, la continuidad de la barra y la respuesta obtenida en las pruebas, de manera que la capacidad real sea compatible con la demanda asignada a cada micropilote.

8.5.3 Tipología 2: sistema de contención en gaviones modulares escalonados

La segunda familia corresponde a una solución híbrida que combina la masa y la modularidad de los gaviones con una cimentación de concreto destinada a controlar el deslizamiento y la pérdida de finos. El cuerpo del gavión permanece apoyado por encima de la superficie del terreno; el único elemento que penetra bajo el plano de apoyo es la llave de cortante asociada con la losa.

La memoria de cálculo analiza la sección por metro lineal y adopta un peso unitario global del gavión lleno de 18 kN/m³. La geometría puede modificarse mediante una matriz modular, siempre que la fila inferior sea continua y cada unidad superior cuente con apoyo. La configuración escalonada evaluada tiene 2,0 m de altura y una base de 2,0 m, formada por tres módulos prismáticos de 1,0 m por 1,0 m.

El sistema se verifica frente al empuje hidrostático, la carga vertical del agua sobre superficies horizontales expuestas, el deslizamiento, el volcamiento, el contacto y la

capacidad de soporte. La acción sísmica sobre la masa propia se evalúa en un escenario independiente del escenario hidráulico, conforme con la combinación adoptada en la memoria.

Configuración geométrica modular y pendiente hacia el trasdós

La geometría resistente se conforma con módulos prismáticos de 1,0 m de ancho y 1,0 m de altura. Mediante su agrupación se obtienen franjas de 2,0 m y configuraciones escalonadas que permiten adaptar el ancho de la sección a la altura y al espacio disponible. La pendiente constructiva no modifica el volumen resistente ni la geometría rectangular de las canastas.

Las superficies horizontales expuestas se disponen con una pendiente del 2 % hacia afuera. Su función es facilitar el drenaje superficial, evitar empozamientos y conducir el agua hacia las caras exteriores del gavión, reduciendo la posibilidad de que el agua percole hacia el bloque interior. Ésta pendiente debe materializarse en el acabado de protección y no mediante deformaciones de las canastas.

La modulación permite reemplazar o ajustar unidades locales sin modificar por completo la sección, pero no autoriza configuraciones discontinuas o módulos sin apoyo. Los amarres entre canastas, el confinamiento del relleno pétreo y la continuidad de los acabados deben ejecutarse de forma que el conjunto trabaje como una masa estable y no como elementos independientes.

Cimentación mediante losa de concreto y llave de cortante

La cimentación adoptada incluye una losa de concreto reforzado de 0,10 m de espesor, apoyada sobre una capa granular de reemplazo cercana a 0,10 m. El detalle suministrado especifica concreto reforzado con una resistencia a la compresión de 4.000 psi en la losa y en la zona de conexión con el revestimiento frontal.

La llave de cortante tiene 0,70 m de ancho y una altura efectiva de 0,40 m por debajo del intradós de la losa. En la configuración de base de 2,0 m se ubica de manera centrada. Además de incrementar la resistencia al deslizamiento mediante la movilización de presión pasiva, el elemento reduce el riesgo de lavado de finos bajo la cimentación.

La memoria verifica de forma independiente dos planos potenciales de deslizamiento: la interfaz entre la losa y la base granular, y la interfaz entre la base granular y el suelo natural. Para cada plano se emplea su ángulo de interfaz y la altura pasiva efectivamente disponible. No se acredita cohesión en el cálculo de la resistencia pasiva y este aporte se moviliza únicamente cuando la fricción no resulta suficiente.

Con los parámetros actualmente adoptados, la verificación del escenario de Resistencia LRFD requiere el aporte de la llave de cortante. Por lo tanto, en la configuración

analizada la llave no se considera un elemento opcional, sino una parte constitutiva del sistema de cimentación. Cualquier reducción de sus dimensiones o eliminación exige la revisión de los dos planos de deslizamiento, el volcamiento y las presiones de contacto.

En el trasdós se dispone una cañuela con filtro y pendiente longitudinal aproximada del 1.5 %. Los pases de descarga se orientan con un ángulo de 45° hacia el canal, con el propósito de evacuar el agua conducida desde la superficie posterior y niveles colgados para eventos de creciente, así como limitar la acumulación de presión detrás de la estructura.

Medidas de protección fluvial: revestimiento frontal y geotextil en el trasdós

Las caras expuestas al cauce se protegen mediante un revestimiento de mortero reforzado con fibra. Este acabado reduce el ingreso directo de agua al relleno pétreo, protege la malla frente a la acción fluvial y permite conformar la pendiente superficial del 2 % hacia afuera. La unión entre el revestimiento y la losa debe resolverse mediante una junta continua que limite filtraciones en la base.

El geotextil NT-1800 se instala exclusivamente en las superficies del gavión que permanecen en contacto con el terreno y no cuentan con revestimiento de mortero, principalmente sobre el trasdós. Su función es retener los finos del suelo y mantener la separación entre el terreno y el relleno pétreo, permitiendo al mismo tiempo el paso controlado del agua hacia el sistema de drenaje.

El geotextil no se considera una membrana impermeable ni reemplaza la cañuela, el filtro o los pases de descarga. La protección funciona como un sistema integrado: el mortero limita la entrada de agua por las caras expuestas, la pendiente dirige el escurrimiento hacia afuera, el geotextil evita la migración de finos y el drenaje posterior recoge y evacua niveles freáticos colgados y/o saturación ante condiciones de lluvias fuertes.

El relleno del gavión se adopta con un peso unitario global de 18 kN/m³ y con material pétreo seleccionado, incluyendo el criterio indicado en el detalle de disponer un porcentaje significativo de partículas con caras fracturadas (al menos el 70% del material de relleno con dos caras fracturadas).

Durante la construcción deberá verificarse el acomodo de la piedra, la tensión de las mallas, la continuidad del geotextil, el espesor del mortero, la correcta formación de las pendientes y la operación libre de los puntos de descarga.

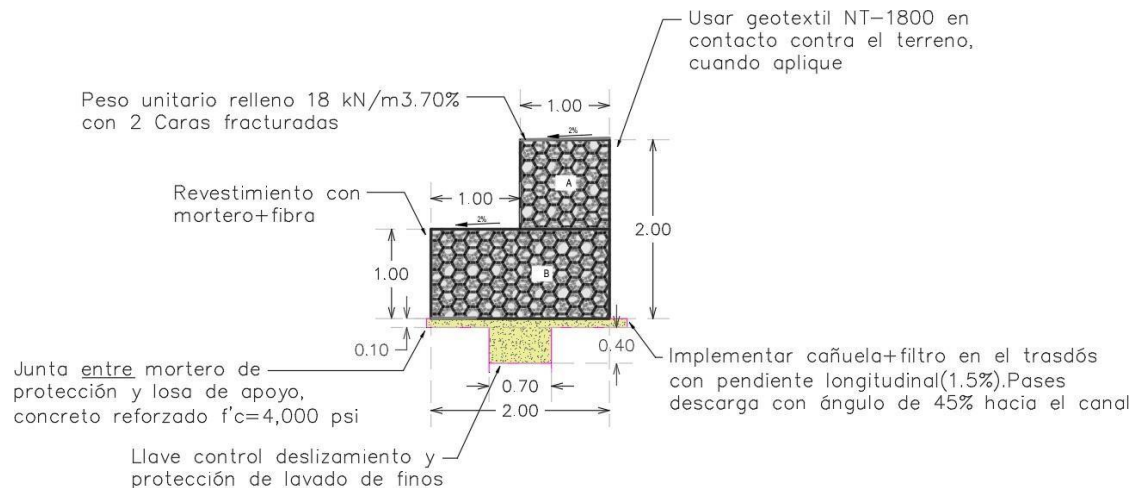


Figura 77. Configuración del sistema modular de gaviones, losa, llave de cortante y medidas de drenaje y protección

8.6 VERIFICACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTABILIDAD GLOBAL

En este capítulo se compilan las verificaciones analíticas por estados límite para las estructuras de contención proyectadas como parte de las obras de mitigación de inundación. El análisis comprende los muros en concreto de las Tipologías I, II y III y el sistema modular de gaviones, con evaluación independiente de las condiciones de Servicio, Resistencia I y Evento Extremo I, según corresponda a cada sistema.

Las comprobaciones se expresan mediante relaciones demanda/capacidad (D/C), adoptando como criterio de aceptación $D/C \leq 1.0$. Para las verificaciones de contacto se controla que la resultante permanezca dentro del ancho resistente de la base, que no se atribuyan tracciones al terreno y que la presión máxima calculada no exceda la capacidad disponible

8.6.1 Verificaciones analíticas por estados límite (Irfd) para muros en concreto (Tipos I, II Y III)

Los muros en concreto se analizaron por metro lineal, considerando el peso propio de la zapata y el vástago, el peso del suelo sobre el talón, una fracción estabilizante de la sobrecarga, los empujes horizontales estáticos y las acciones asociadas al evento extremo. La resistencia se integra mediante la fricción en la base y el sistema de micropilotes, conformado por un elemento vertical trabajando a compresión y un elemento inclinado trabajando principalmente a tracción.

En las tres tipologías el micropilote inclinado se dispone a 45° respecto a la horizontal. Para la comprobación de momentos no se descompone artificialmente la fuerza axial en componentes independientes; su contribución resistente se obtiene con la fuerza axial aplicable y la distancia perpendicular entre su línea de acción y el centro de giro A.

La proyección horizontal se utiliza únicamente para el equilibrio de fuerzas.

Tabla 14. Geometría y parámetros principales del micropilote inclinado.

Tipología	H empujes (m)	B base (m)	Talón (m)	Sh Mt (m)	Ángulo Mt (°)	d⊥ a A (m)	Radm Mt (kN)
Tipo I	1,90	1,00	0,60	1,30	45°	0,55	60
Tipo II	2,40	1,25	0,85	1,30	45°	0,73	85
Tipo III	2,70	1,60	1,20	1,15	45°	0,90	85

Los parámetros geotécnicos comunes adoptados en las memorias corresponden a un relleno con peso unitario $\gamma = 17,7 \text{ kN/m}^3$, ángulo de fricción efectiva $\varphi' = 27^\circ$, sobrecarga uniforme $q = 20 \text{ kPa}$ y coeficiente sísmico horizontal $K_h = 0,1625$. Para el suelo de cimentación se emplean $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\varphi' = 26^\circ$, $c' = 8 \text{ kPa}$ y un coeficiente de fricción basal $\mu = \tan(0,65\varphi') = 0,304$. La capacidad de soporte se determina con factores de capacidad de carga tipo Meyerhof y un factor de seguridad de servicio $FS_q = 3,0$.

Control analítico al deslizamiento, excentricidad (vuelco) y capacidad portante de la base

La verificación al deslizamiento compara la demanda horizontal factorizada con la suma de la fricción disponible en la interfaz de apoyo y la contribución horizontal del micropilote inclinado. La verificación de estabilidad rotacional compara el momento actuante alrededor del centro de giro A con el momento favorable de los pesos y el momento resistente desarrollado por el micropilote inclinado.

De forma resumida, las expresiones empleadas son:

$$R_H = \varphi_f \mu V_{fav} + (\varphi R_n)_{Mt} \cos 45^\circ / Sh \quad (8-1) \quad M_R$$

$$R_H = M_{pesos} + (\varphi R_n)_{Mt} d_{\perp} / Sh \quad (8-2) \quad D/C_{des}$$

$$R_H = H_D / R_H ; D/C_M = M_D / M_R$$

Para la base se determina el momento firmado respecto al centro geométrico, la excentricidad e , el ancho comprimido B_c y las presiones máxima y mínima. Cuando $|e| \leq B/6$ se admite una distribución lineal de presiones con contacto total.

Cuando $B/6 < |e| < B/2$ se adopta contacto parcial, con $q_{min} = 0$ y un bloque triangular de compresión; esta condición es aceptable siempre que $B_c > 0$ y q_{max} no supere la capacidad disponible.

$$q_{max,min} = (V/B)[1 \pm 6|e|/B] \quad \text{para } |e| \leq B/6$$

$$B_c = 3(B/2 - |e|); \quad q_{max} = 2V/B_c \quad \text{para } B/6 < |e| < B/2 \quad (8-5)$$

Tabla 15. Resumen de relaciones demanda/capacidad de los muros en concreto.

Tipología	Estado	D/C desliz.	D/C momento	D/C soporte	Contacto
Tipo I	Servicio	0,558	0,561	0,143	Parcial; cumple
Tipo I	Resistencia I	0,999	0,893	0,179	Total
Tipo I	Evento Extremo I	0,709	0,738	0,117	Parcial; cumple
Tipo II	Servicio	0,555	0,496	0,377	Total
Tipo II	Resistencia I	0,993	0,787	0,346	Total
Tipo II	Evento Extremo I	0,705	0,638	0,261	Total
Tipo III	Servicio	0,543	0,407	0,434	Total
Tipo III	Resistencia I	0,995	0,647	0,350	Total
Tipo III	Evento Extremo I	0,711	0,537	0,289	Total

El estado de Resistencia I gobierna el control al deslizamiento en las tres tipologías. Los valores D/C son 0,999 para el Tipo I, 0,993 para el Tipo II y 0,995 para el Tipo III. En consecuencia, las tres soluciones cumplen formalmente, aunque el margen disponible es reducido y cualquier modificación de cargas, separación de micropilotes, capacidad axial, coeficiente de fricción o geometría debe acompañarse de una nueva verificación.

En el control de momentos también se obtiene cumplimiento. El muro Tipo I presenta la utilización más alta, con D/C = 0,893 en Resistencia I; los Tipos II y III alcanzan 0,787 y 0,647, respectivamente. Esto indica que el equilibrio rotacional dispone de una reserva mayor que el deslizamiento, especialmente en las tipologías de mayor base y brazo resistente.

El muro Tipo I desarrolla contacto parcial en Servicio y Evento Extremo I: el ancho comprimido es 0,909 m y 0,750 m, respectivamente, con $q_{min} = 0$. Esta condición no representa falla porque la resultante permanece dentro de la base y las presiones máximas, 16,97 kPa y 17,89 kPa, son muy inferiores a las capacidades disponibles. En Resistencia I se recupera contacto total, con $q_{min} = 12,47$ kPa.

Tabla 16. Excentricidad, contacto y capacidad portante de las bases.

Tipo	Estado	e (m)	B/6 (m)	Bc (m)	q_{min} (kPa)	q_{max} (kPa)	q_{cap} (kPa)
Tipo I	Servicio	0,197	0,167	0,909	0,00	16,97	118,51
Tipo I	Resistencia I	0,067	0,167	1000	12,47	29,39	164,35
Tipo I	Evento Extremo I	0,250	0,167	0,750	0,00	17,89	152,36
Tipo II	Servicio	0,171	0,208	1250	4,81	49,20	130,62
Tipo II	Resistencia I	0,094	0,208	1250	23,11	60,94	176,34

Tipo	Estado	e (m)	B/6 (m)	Bc (m)	qmin (kPa)	qmax (kPa)	qcap (kPa)
Tipo II	Evento Extremo I	0,135	0,208	1250	9,90	46,06	176,34
Tipo III	Servicio	0,159	0,267	1600	15,76	62,07	143,06
Tipo III	Resistencia I	0,074	0,267	1600	38,26	67,64	193,13
Tipo III	Evento Extremo I	0,099	0,267	1600	25,70	55,81	193,13

Los muros Tipos II y III conservan contacto total en los tres estados analizados. La mayor presión calculada es 67,64 kPa para el Tipo III en Resistencia I, frente a una capacidad disponible de 193,13 kPa. La capacidad portante no gobierna el diseño: la mayor utilización de soporte entre los muros de concreto es $D/C = 0,434$, correspondiente al Tipo III en Servicio.

Comprobación de capacidad axial (compresión y tracción) en los micropilotes de cimentación

Las capacidades ingresadas para Servicio corresponden a resistencias admisibles que ya incorporan un factor de seguridad $FS = 1,50$. Para evitar una doble reducción, la resistencia nominal se reconstruye multiplicando la capacidad admisible por dicho factor; posteriormente se aplican los factores de resistencia correspondientes a Resistencia I y Evento Extremo I.

$$R_n = R_{adm} \times FS_{incorporado}$$

$$(\phi R_n)_{RI} = 0,65 R_n ; (\phi R_n)_{EE} = 0,75 R_n$$

Tabla 17. Capacidades axiales aplicables por micropilote (MP)

Elemento	Mecanismo	Radm (kN)	Rn (kN)	ϕR_n RI (kN)	ϕR_n EE (kN)	Sh (m)	d _⊥ (m)
Mp vertical - Tipos I, II y III	Compresión	80,00	120,00	78,00	90,00	1,50	-
Mt inclinado - Tipo I	Tracción	60,00	90,00	58,50	67,50	1,30	0,55
Mt inclinado - Tipo II	Tracción	85,00	127,50	82,88	95,63	1,30	0,73
Mt inclinado - Tipo III	Tracción	85,00	127,50	82,88	95,63	1,15	0,90

La demanda de tracción del micropilote inclinado se obtiene como el mayor valor exigido por el equilibrio horizontal y por el equilibrio de momentos. Para el mecanismo de deslizamiento se descuenta primero la fricción disponible; para el mecanismo rotacional se descuenta el momento favorable de los pesos. La fuerza axial gobernante se limita por la capacidad aplicable del estado considerado.

$$T_{req} = \max\{[(H_D - F)_+ + Sh / \cos 45^\circ] ; [(M_D - M_{pesos})_+ + Sh / d_{\perp}]\}$$

Tabla 18. Comprobación axial del micropilote inclinado a tracción.

Tipología	Estado	T requerida (kN)	Capacidad (kN)	D/C axial Mt	Resultado
Tipo I	Servicio	21,30	60,00	0,355	CUMPLE
Tipo I	Resistencia I	58,46	58,50	0,999	CUMPLE
Tipo I	Evento Extremo I	42,74	67,50	0,633	CUMPLE
Tipo II	Servicio	29,57	85,00	0,348	CUMPLE
Tipo II	Resistencia I	82,11	82,88	0,991	CUMPLE
Tipo II	Evento Extremo I	59,69	95,62	0,624	CUMPLE
Tipo III	Servicio	23,30	85,00	0,274	CUMPLE
Tipo III	Resistencia I	82,36	82,88	0,994	CUMPLE
Tipo III	Evento Extremo I	58,45	95,62	0,611	CUMPLE

El estado de Resistencia I gobierna la tracción en los tres muros. El Tipo I requiere 58,46 kN frente a 58,50 kN disponibles, para $D/C = 0,999$. El Tipo II requiere 82,11 kN frente a 82,88 kN, para $D/C = 0,991$. El Tipo III requiere 82,36 kN frente a 82,88 kN, para $D/C = 0,994$. Los valores evidencian cumplimiento, pero con una reserva muy reducida, por lo que la capacidad geotécnica y estructural del micropilote, la adherencia del bulbo y la conexión de cabeza deben verificarse mediante documentación del sistema y pruebas de carga representativas.

Para el micropilote vertical a compresión, el modelo adopta una movilización máxima igual a la capacidad aplicable: 80 kN por elemento en Servicio, 78 kN en Resistencia I y 90 kN en Evento Extremo I. Esta reacción se utiliza como límite resistente y el remanente vertical se transfiere al contacto de la base. Por tanto, no se interpreta como una demanda libre superior a la capacidad, sino como una condición de compatibilidad en la que el micropilote se moviliza hasta su límite y el suelo de apoyo recibe la carga residual.

8.6.2 Verificaciones analíticas por estados límite (Irfd) para muros en gaviones modulares

El sistema modular evaluado corresponde a la configuración de tres módulos de 1,0 m × 1,0 m: dos módulos en la fila inferior y uno sobre el módulo izquierdo. La sección presenta una altura total de 2,0 m, ancho de base de 2,0 m, peso nominal de gaviones de 54,0 kN/m y centroide horizontal ubicado a 0,833 m desde el borde izquierdo.

Los gaviones se apoyan sobre una losa de concreto de 0,10 m de espesor y una base granular de 0,1016 m. La llave o dentellón tiene 0,70 m de ancho y 0,40 m de altura efectiva bajo el intradós de la losa. Se diferencian dos interfaces potenciales de deslizamiento: losa-base granular, con ángulo nominal $\delta_1 = 36^\circ$, y base granular-suelo natural, con $\delta_2 = 26^\circ$. En el escenario LRFD, la resistencia por fricción y el aporte pasivo se afectan con $\phi = 0,65$.

Control analítico al deslizamiento lateral y cuantificación del aporte pasivo de la llave de cortante

La estabilidad al deslizamiento se comprueba en los dos planos potenciales de interfaz. En cada plano se determina la carga normal efectiva, la resistencia por fricción y la resistencia pasiva disponible frente a la llave. El aporte pasivo se calcula sin acreditar cohesión, mediante el coeficiente pasivo de Rankine, y solo se moviliza cuando la fricción resulta insuficiente para equilibrar la demanda horizontal.

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi_{pas}/2) ; P_p = 0,5 K_p \gamma_{pas} h_{pas}^2$$

$$R_{total} = \phi_f N \tan \delta + P_{p,movilizado} ; D/C = H_D / R_{total}$$

Tabla 19. Verificación de deslizamiento del sistema de gaviones.

Escenario	H control (kN/m)	R fricción (kN/m)	Pp disp. (kN/m)	Pp mov. (kN/m)	R total (kN/m)	D/C	Estado
Hidráulico nominal	19620	38029	1938	0,000	39968	0,491	Cumple
Sensibilidad hidráulica +25%	24525	39225	1938	0,000	41164	0,596	Cumple
Resistencia LRFD	24525	23336	1260	1189	24596	0,997	Cumple
Sísmico - masa propia	11076	24933	1454	0,000	26387	0,420	Cumple

El plano controlante en todos los escenarios es la interfaz base granular-suelo natural. En el escenario hidráulico nominal se obtiene $D/C = 0,491$ y en la sensibilidad hidráulica con incremento del 25 % se obtiene $D/C = 0,596$. Para la condición sísmica de masa propia el resultado es $D/C = 0,420$.

La condición crítica corresponde a Resistencia LRFD, con una demanda horizontal de 24,525 kN/m. La fricción factorizada aporta 23,336 kN/m y resulta insuficiente por sí sola. La llave dispone de 1,260 kN/m de resistencia pasiva factorizada, de la cual se movilizan 1,189 kN/m, equivalentes aproximadamente al 94,4 % del aporte disponible. La resistencia total asciende a 24,596 kN/m y la relación D/C es 0,997.

Bajo los parámetros actuales, si se elimina el aporte de la llave la relación de deslizamiento del escenario LRFD aumentaría aproximadamente a 1,051, por lo que no se obtendría cumplimiento. En consecuencia, la llave de 0,40 m de altura efectiva constituye un componente resistente necesario para la configuración evaluada y debe mantenerse con continuidad geométrica y adecuada transferencia de cortante hacia la losa.

Comprobación de excentricidad y soporte del suelo de fundación bajo la losa

La comprobación de la base se realiza sobre el suelo natural bajo la capa granular, incorporando el peso de los gaviones, la losa, el dentellón, la base granular y la carga vertical hidrostática sobre los escalones expuestos. Para cada escenario se calcula la posición de la resultante, la excentricidad respecto al centro de la base, el ancho comprimido y la distribución de presiones.

En todos los escenarios la excentricidad permanece por debajo del límite del núcleo central $B/6 = 0,333$ m, por lo cual se conserva contacto total en toda la base de 2,00 m. La condición más próxima al límite corresponde a Resistencia LRFD, con $e = 0,319$ m y $q_{min} = 1,55$ kPa; aun así, la presión mínima permanece positiva y no se generan tracciones en el terreno.

Tabla 20. Contacto y capacidad de soporte bajo el sistema modular de gaviones.

Escenario	Nef (kN/m)	e(m)	B/6 (m)	Bc (m)	Qmin (kPa)	Qmax (kPa)	Qcap (kPa)	D/C
Hidráulico nominal	77972	0,271	0,333	2000	7,29	70,68	130,40	0,542
Sensibilidad hidráulica +25%	80424	0,300	0,333	2000	3,97	76,46	130,40	0,586
Resistencia LRFD	73608	0,319	0,333	2000	1,55	72,05	176,04	0,409
Sísmico - masa propia	68162	0,266	0,333	2000	6,91	61,25	176,04	0,348

La mayor presión máxima, 76,46 kPa, se presenta en la sensibilidad hidráulica +25 %, frente a una capacidad disponible de 130,40 kPa, para $D/C = 0,586$. En Resistencia LRFD la presión máxima es 72,05 kPa y la capacidad factorizada es 176,04 kPa, para $D/C = 0,409$. La capacidad de soporte no gobierna la estabilidad del sistema; el control determinante es el deslizamiento en la interfaz base granular-suelo natural.

8.6.3 Análisis de estabilidad global por equilibrio límite

Para ambos márgenes se evaluaron las siguientes condiciones estáticas:

- Aguas altas, taludes saturados y sobrecarga vehicular.
- Aguas medias, saturación remanente o parcial del terreno y sobrecarga vehicular.

La condición seudoestática se enfatiza para las márgenes izquierdas, donde los muros en concreto retienen el relleno sobre el cual se localiza la infraestructura vial. Esta configuración puede desarrollar superficies de falla que involucren la masa retenida, el muro, los micropilotes y el terreno aluvial subyacente.

En las márgenes derechas, la solución corresponde principalmente a gaviones dispuestos sobre la ribera y no necesariamente a una estructura destinada a retener una masa extensa de relleno. En consecuencia, para estas márgenes se prioriza la evaluación estática bajo los diferentes niveles hidráulicos, sin imponer automáticamente el mismo escenario pseudoestático aplicado a los muros de contención.

La estabilidad global del conjunto terreno-estructura se evaluó mediante métodos de equilibrio límite, considerando las condiciones geométricas de las márgenes, la estratigrafía generalizada, las sobrecargas vehiculares, la posición de la superficie de agua y la contribución de las estructuras proyectadas. El propósito del análisis es verificar que las superficies potenciales de falla que atraviesan el terreno y las obras no desarrollen mecanismos de inestabilidad profunda que comprometan la ribera, la infraestructura vial adyacente o la función de confinamiento hidráulico del canal.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Relleno antrópico		17	Mohr-Coulomb	8	26	Water Surface	Automatically Calculated	1	
Aluvión		18	Mohr-Coulomb	1	38	Water Surface	Automatically Calculated	1	
Concreto		24	Infinite strength			None			0
Gavión		18	Mohr-Coulomb	30	38	Water Surface	Constant		
Afirmado		18	Mohr-Coulomb	1	35	Water Surface	Constant		

Figura 11. Parámetros físicos y mecánicos adoptados para análisis de equilibrio límite

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing	Pile Shear Strength	Force Direction
Micropilote T		Micro Pile	Active (Method A)	1.3	5	Parallel to surface
Micropilote C		Micro Pile	Active (Method A)	1.5	5	Parallel to surface

Figura 12. Características de micropilotes usados en modelo de equilibrio límite

Se analizaron dos secciones transversales representativas del corredor. La primera corresponde a la abscisa K23+020, en el sector del puente de la Calle 33, y la segunda a la abscisa K23+840, en el sector de Parques del Río. Para cada sección se modelaron independientemente las márgenes izquierda y derecha, incorporando el muro en concreto reforzado sobre micropilotes o el sistema modular de gaviones, según la solución proyectada en cada costado.

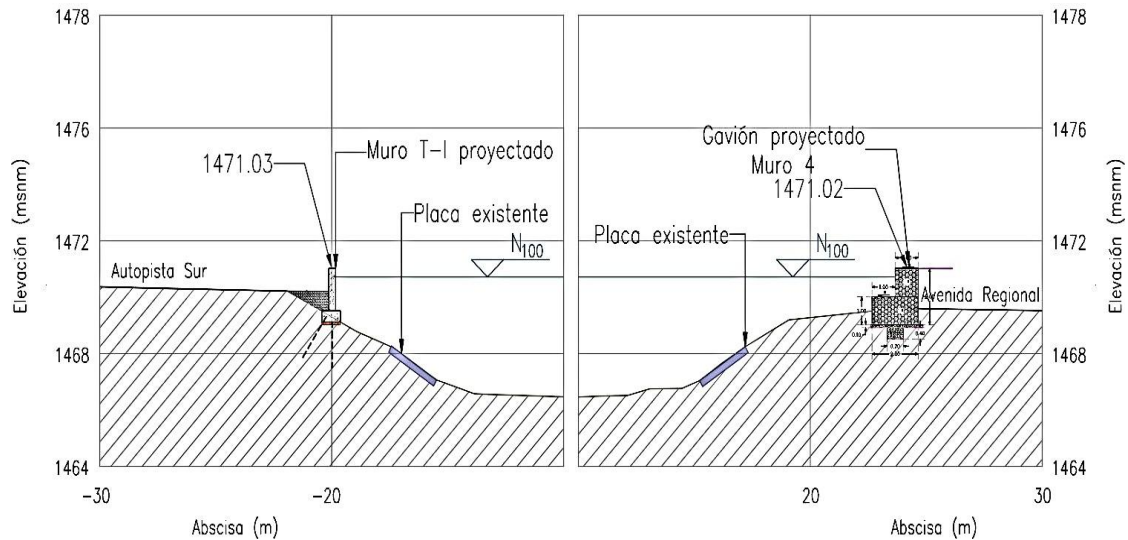


Figura 78. Sección de análisis de estabilidad global por equilibrio límite. K23+020, Margen derecha

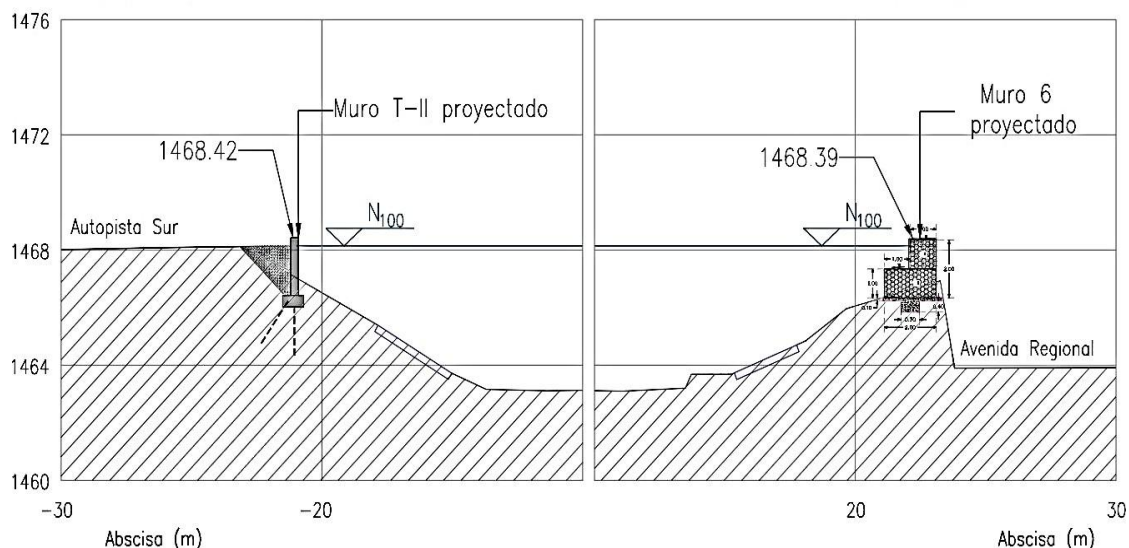


Figura 79. Sección de análisis de estabilidad global por equilibrio límite. K23+840, margen derecha

Metodologías y criterios de aceptación

Los cálculos se realizaron mediante los métodos de Bishop simplificado, Janbu simplificado, Morgenstern-Price y Spencer. Para la interpretación principal se consideran preferentemente los resultados de Morgenstern-Price y Spencer, debido a que satisfacen simultáneamente el equilibrio de fuerzas y momentos. Bishop y Janbu se conservan como verificaciones complementarias para examinar la sensibilidad de la solución frente al procedimiento de equilibrio empleado.

Como criterios de referencia se adopta un factor de seguridad mínimo de 1,50 para la condición estática y de 1,05 para la condición pseudoestática. La evaluación no se limita

a la comparación mecánica de cada resultado individual con estos valores. Las diferencias menores alrededor del límite estático deben interpretarse juntamente con la dispersión propia de los métodos, el carácter conservador de los parámetros resistentes y las condiciones hidráulicas adoptadas.

Para la estabilidad global se utilizan coeficientes pseudoestáticos independientes de los empleados en el diseño LRFD de las estructuras. En los modelos de equilibrio límite se incorporan coeficientes de aproximadamente 0,18 en dirección horizontal y 0,12 en dirección vertical, mientras que las memorias LRFD de los sistemas de contención emplean $K_h = 0,1625$ y no incorporan componente vertical. Por tanto, la verificación global constituye una comprobación adicional y conservadora del comportamiento del conjunto terreno-obra.

Evaluación de factores de seguridad globales sobre ambas márgenes para la sección en abscisa K23+020

Tabla 21. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas ALTAS y taludes saturados.

Método	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla
	margen izquierda		margen derecha.	
Bishop simplificado	2.255	0.00%	3.597	0.00%
Janbu simplificado	2.17	0.00%	3.7	0.00%
Morgenstern - Price	2.245	0.00%	3.695	0.00%
Spencer	2.247	0.00%	3.695	0.00%

Tabla 22. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas MEDIAS y taludes saturados.

Método	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla
	margen izquierda		margen derecha.	
Bishop simplificado	1.479	0.00%	2.216	0.00%
Janbu simplificado	1.408	0.00%	2.122	0.00%
Morgenstern - Price	1.485	0.00%	2.223	0.00%
Spencer	1.488	0.00%	2.225	0.00%

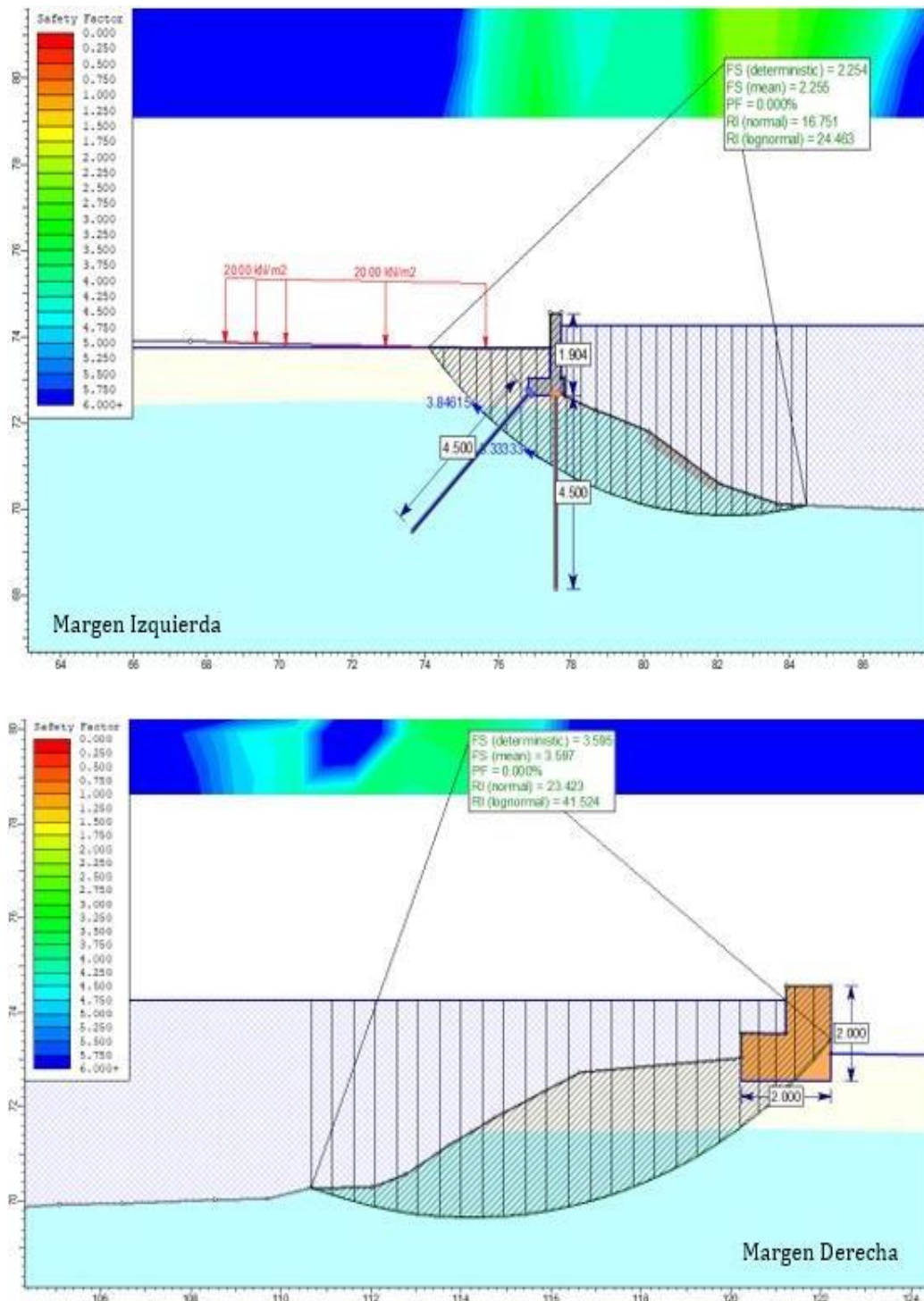


Figura 80. Factor de seguridad K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas ALTAS y taludes saturados.

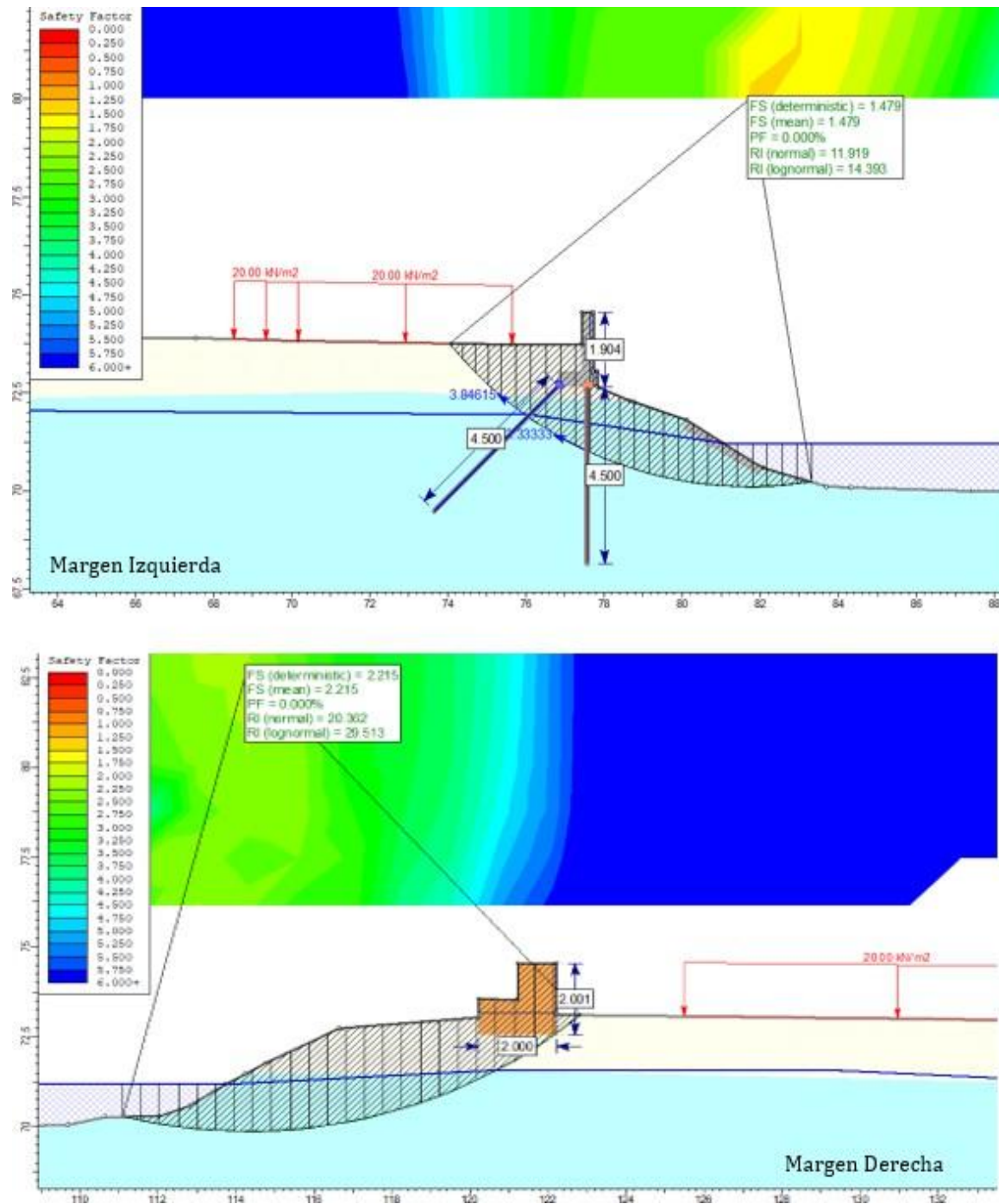


Figura 81. Factor de seguridad K23+020. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas medias y taludes saturados

Evaluación de factores de seguridad globales sobre ambas márgenes para la sección sobre abscisa K23+840.

Tabla 23. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas ALTAS y taludes saturados.

Método	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla
	margen izquierda		margen derecha.	
Bishop simplificado	1.756	0.00%	2.957	0.00%
Janbu simplificado	1.576	0.00%	3.074	0.00%
Morgenstern - Price	1.766	0.00%	2.950	0.00%
Spencer	1.763	0.00%	2.951	0.00%

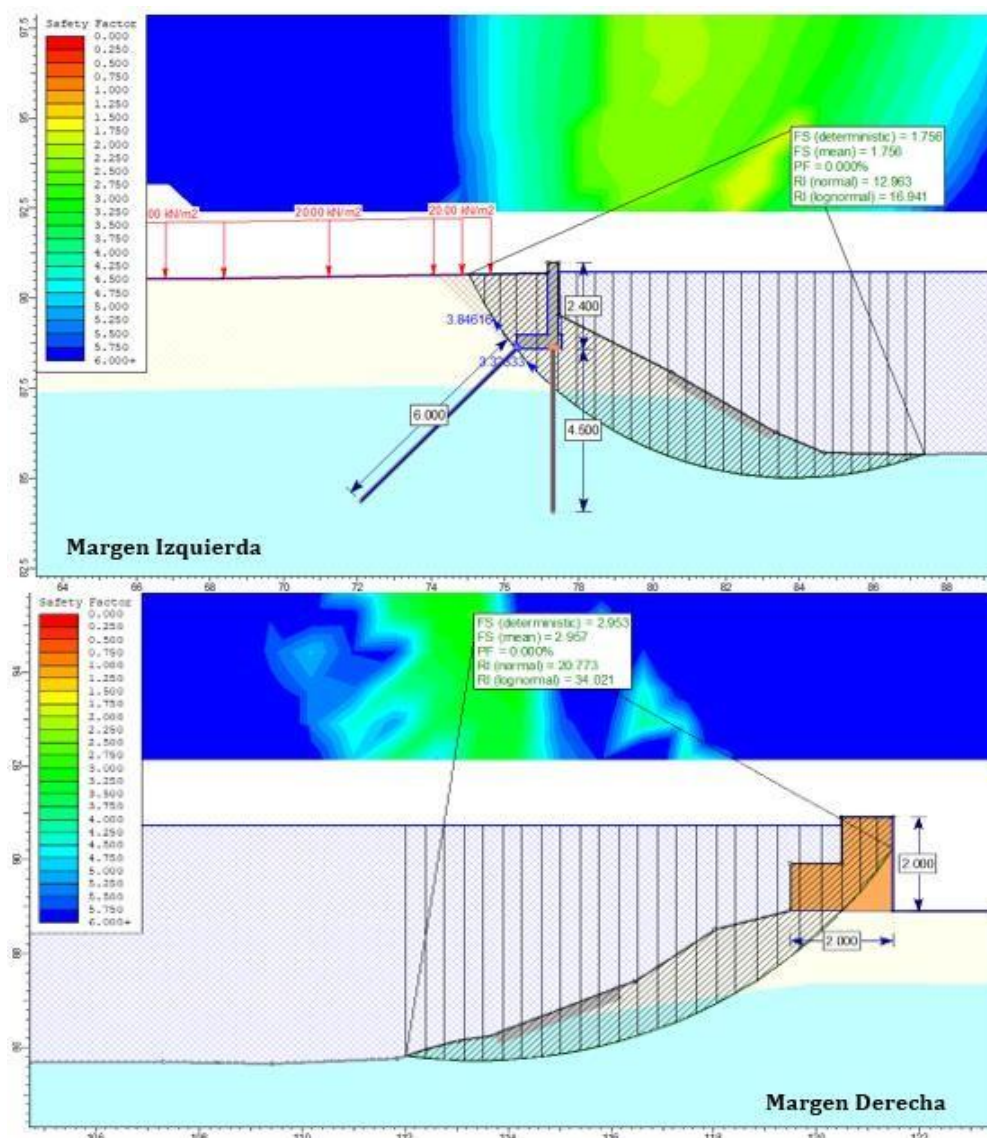


Figura 82. Factor de seguridad K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas altas y taludes saturados

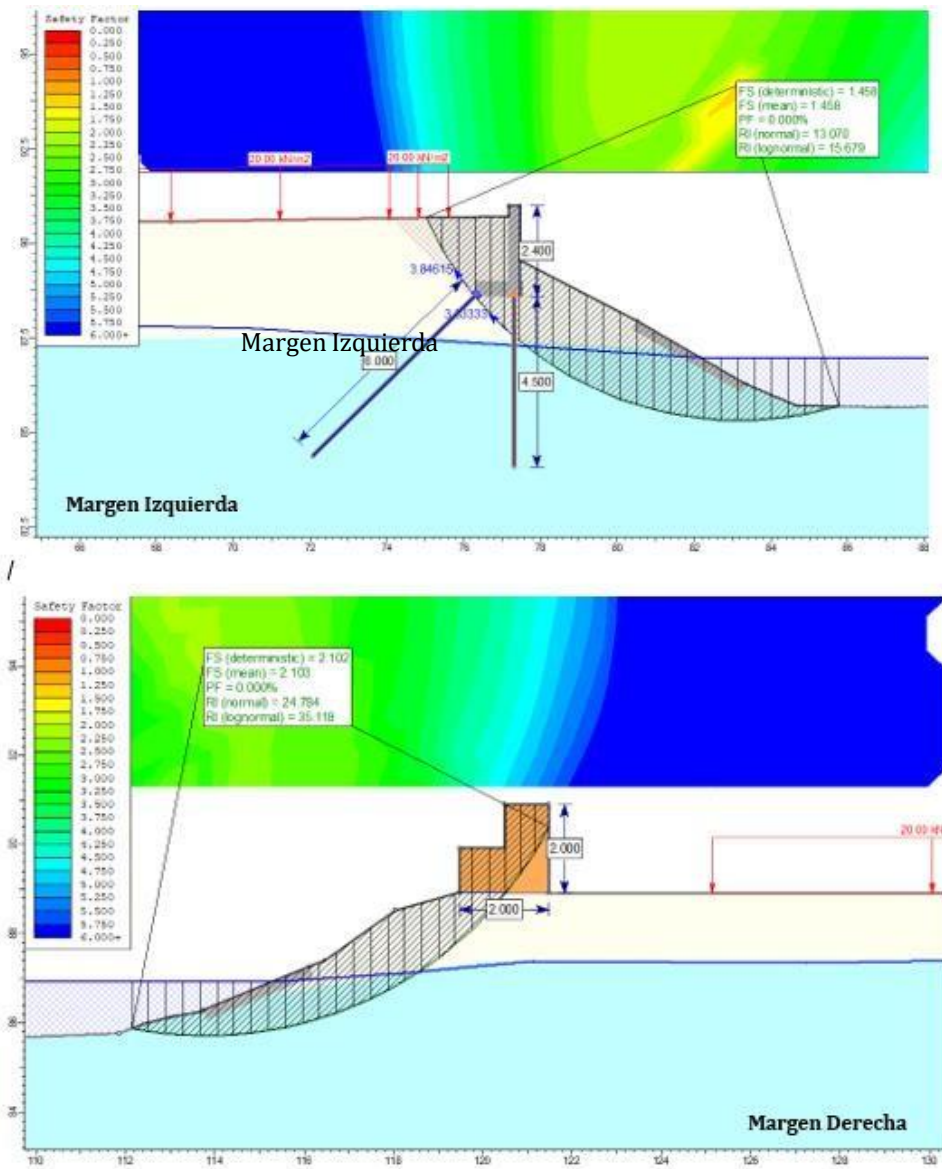


Figura 83. Factor de seguridad K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas medias y taludes saturados.

Tabla 24. Factor de seguridad para sección en abscisa K23+840. Condición estática, sobrecarga vehicular, aguas MEDIAS y taludes saturados.

Método	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla
	margen izquierda		margen derecha.	
Bishop simplificado	1.458	0.00%	2.103	0.00%
Janbu simplificado	1.308	0.00%	2.135	0.00%
Morgenstern - Price	1.485	0.00%	2.153	0.00%
Spencer	1.481	0.00%	2.16	0.00%

Tabla 25. Factor de seguridad para margen izquierda. Condición seudoestática, sobrecarga vehicular, aguas Medias y taludes saturados.

Método	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla	Factor de seguridad promedio	Probabilidad de falla
	K23+020		K23+840	
Bishop simplificado	1.068	1.40%	1.075	0.00%
Janbu simplificado	0.99	64.80%	0.942	99.70%
Morgenstern - Price	1.085	0.20%	1.124	0.20%
Spencer	1.084	0.20%	1.124	0.20%

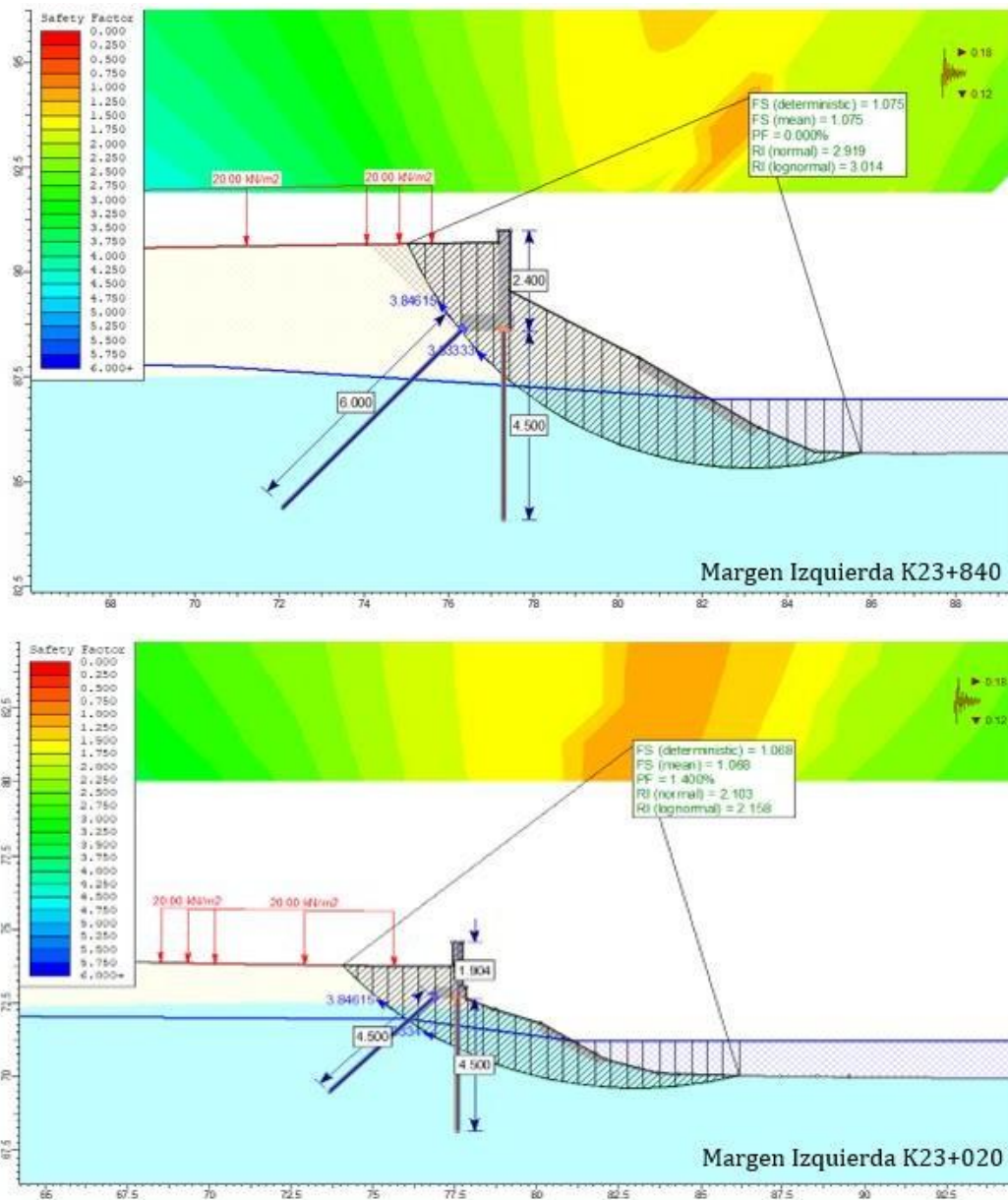


Figura 84. Factor de seguridad para margen izquierda K23+840. Condición seudoestática, sobrecarga vehicular, aguas medias, taludes saturados y sismo de diseño según NSR-10

Evaluación de factores de seguridad globales sobre ambas márgenes para la sección K23+020

Margen izquierda. En la condición estática con aguas altas, taludes saturados y sobrecarga vehicular, los factores de seguridad obtenidos mediante los diferentes métodos se encuentran aproximadamente entre 2,17 y 2,26. Los resultados de Morgenstern-Price y Spencer son cercanos a 2,25, lo que evidencia una reserva suficiente frente al desarrollo de una superficie de falla global.

Para el escenario de aguas medias, los factores de seguridad disminuyen hasta valores cercanos a 1,48 mediante Morgenstern-Price y Spencer. Esta reducción indica que la condición de nivel intermedio del río es más exigente que la condición de aguas altas. El comportamiento se explica porque disminuye el confinamiento hidráulico sobre la cara del talud, mientras pueden permanecer presiones de poros y saturación dentro de la margen.

Aunque los valores se encuentran levemente por debajo de 1,50, la diferencia es reducida y no se interpreta aisladamente como evidencia de inestabilidad. Los resultados que permanecen próximos al criterio de referencia fueron obtenidos con parámetros conservadores y presentan coherencia entre los métodos de equilibrio completo.

En condición seudoestática (Tabla 25), con aguas medias, sobrecarga vehicular y acción sísmica, Morgenstern-Price y Spencer producen factores de seguridad próximos a 1,08, superiores al mínimo de 1,05. Por tanto, la margen izquierda de la sección K23+020 satisface el criterio adoptado para el escenario sísmico. Esta condición representa el escenario controlante de la sección; no obstante, el análisis utiliza coeficientes seudoestáticos más exigentes que el coeficiente horizontal incorporado en las verificaciones LRFD, por lo que el resultado confirma la estabilidad global bajo una sollicitación sísmica conservadora.

Margen derecha. La margen derecha, en la cual se proyecta el sistema de gaviones, presenta factores de seguridad estáticos ampliamente superiores a los de la margen izquierda. Para las condiciones evaluadas se obtienen valores superiores a 3,5 en aguas altas y superiores a 2,1 en aguas medias.

La disminución del factor de seguridad con el descenso del nivel del río reproduce la pérdida parcial del confinamiento hidráulico externo. Sin embargo, incluso en la condición de aguas medias, los resultados permanecen claramente por encima del criterio estático de referencia. La estabilidad global de esta margen no gobierna el diseño de la sección K23+020; la configuración escalonada del gavión, su peso propio y la geometría relativamente tendida de la margen proporcionan una reserva suficiente frente a superficies de falla profundas.

Evaluación de factores de seguridad globales sobre ambas márgenes para la sección K23+840

Margen izquierda. En la condición estática con aguas altas, los factores de seguridad obtenidos mediante Morgenstern-Price y Spencer son cercanos a 1,76. Estos valores superan el criterio de referencia y muestran una respuesta estable del conjunto muro-relleno-terreno bajo la condición de máxima lámina de agua.

Para aguas medias, los factores disminuyen hasta valores aproximados entre 1,48 y 1,49 mediante los métodos de equilibrio completo. Al igual que en la sección K23+020, la condición de aguas medias resulta más exigente debido a la reducción del soporte hidráulico frontal mientras persiste una condición desfavorable de humedad dentro de la margen.

La diferencia respecto al valor de referencia de 1,50 es menor y se encuentra dentro de la dispersión asociada con los métodos y con las hipótesis conservadoras del modelo. Por esta razón, el resultado se interpreta como una condición próxima al límite de referencia, pero compatible con la estabilidad global de la obra.

En condición seudoestática (Tabla 25), Morgenstern-Price y Spencer producen factores de seguridad cercanos a 1,12, superiores al mínimo requerido de 1,05. La sección satisface, por tanto, el criterio de estabilidad adoptado para la acción sísmica. La margen izquierda de K23+840 presenta una reserva seudoestática ligeramente superior a la obtenida en K23+020; sin embargo, por la proximidad de los resultados al valor mínimo y por la importancia de la infraestructura retenida, deberá mantenerse durante la construcción la geometría proyectada, la continuidad de los micropilotes, las longitudes de adherencia y el control de las condiciones de drenaje.

Margen derecha. Para la margen derecha de K23+840, los factores de seguridad en aguas altas se encuentran aproximadamente entre 2,95 y 3,07. En aguas medias, los resultados permanecen entre 2,10 y 2,16. En ambos escenarios se supera ampliamente el criterio estático de 1,50. La condición de aguas medias vuelve a ser la más exigente, aunque sin aproximarse a una situación crítica.

La estabilidad de esta margen está favorecida por la geometría de la ribera y por la masa del sistema modular de gaviones. Dado que esta solución no necesariamente retiene una masa de relleno comparable con la existente detrás de los muros de la margen izquierda, el análisis seudoestático no se considera controlante para esta configuración.

Consideraciones sobre el método de Janbu simplificado

El método de Janbu simplificado produce los factores de seguridad más bajos de la comparación seudoestática, con valores de 0,990 para la margen izquierda de K23+020 y 0,942 para la margen izquierda de K23+840, ambos inferiores al criterio de referencia

de 1,05. Estos resultados se reconocen expresamente y se interpretan considerando las características del procedimiento empleado.

Janbu simplificado satisface el equilibrio global de fuerzas, pero no impone simultáneamente el equilibrio de momentos. En geometrías complejas puede presentar una mayor sensibilidad frente a la forma e inclinación de la superficie de falla, las fuerzas entre dovelas y la presencia de elementos resistentes localizados, como los micropilotes. Por esta razón, su respuesta puede resultar más conservadora que la obtenida mediante métodos de equilibrio completo.

La conclusión principal se fundamenta en los métodos de Morgenstern-Price y Spencer, que satisfacen simultáneamente el equilibrio de fuerzas y momentos y presentan resultados consistentes entre sí. Para K23+020 estos métodos determinan factores de seguridad de aproximadamente 1,085 y 1,084, mientras que para K23+840 ambos alcanzan valores cercanos a 1,124. En los dos casos se supera el factor de seguridad mínimo pseudoestático de 1,05.

El resultado de Janbu simplificado se conserva como una comprobación complementaria de sensibilidad y evidencia que la condición sísmica presenta una reserva limitada, especialmente en las márgenes izquierdas. No se considera suficiente, por sí solo, para declarar la inestabilidad del sistema cuando los métodos de equilibrio completo presentan convergencia, superan el criterio de aceptación y el modelo incorpora coeficientes sísmicos más exigentes que los utilizados en las verificaciones LRFD de las estructuras.

8.7. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS Y DE MANTENIMIENTO

Las recomendaciones de este capítulo complementan los criterios de diseño geotécnico y estructural desarrollados para los muros en concreto reforzado sobre micropilotes y para los sistemas modulares de gaviones. Su finalidad es conservar durante la construcción y la operación las condiciones de geometría, drenaje, confinamiento y transferencia de cargas consideradas en las memorias de cálculo.

La ejecución se realizará mediante procedimientos previamente aprobados por la interventoría y por los especialistas geotécnico y estructural. Los planos constructivos, las especificaciones particulares, los resultados de las pruebas de carga y las condiciones reales encontradas en cada frente prevalecerán sobre cualquier recomendación general. No se permitirá modificar alturas, anchos de base, separaciones de micropilotes, inclinaciones, longitudes, dimensiones de la llave, materiales de filtro o detalles de drenaje sin la correspondiente revisión de diseño.

CRITERIO DE EJECUCIÓN: TRABAJAR POR FRENTES CORTOS, VERIFICAR LA CONDICIÓN DEL TERRENO Y DEL AGUA, ACEPTAR CADA ETAPA Y ÚNICAMENTE DESPUÉS HABILITAR EL FRENTES SIGUIENTE.

8.7.1. Lineamientos para excavaciones, vaciados y manejo de aguas

La proximidad del río, la presencia de rellenos antrópicos y depósitos aluviales variables, y la vecindad de la Autopista Sur y la Avenida Regional exigen limitar la longitud y el tiempo de exposición de las excavaciones. Antes de iniciar cada frente se realizará el levantamiento topográfico de detalle, el inventario de estructuras y redes existentes, la localización de interferencias y la definición de accesos, zonas de acopio, rutas de evacuación y medidas de contingencia frente a crecientes.

Las excavaciones deberán ejecutarse por tramos independientes de longitud compatible con la estabilidad temporal del talud y con la capacidad de vaciado o montaje disponible durante la misma jornada de trabajo. No deberán permanecer abiertas durante periodos prolongados ni exponerse sin protección a lluvias, variaciones rápidas del nivel del río o tránsito de equipos próximos al borde. La geometría temporal, los taludes de corte, las bermas y los sistemas de entibación se definirán para las condiciones reales del frente; cuando se identifiquen materiales sueltos, rellenos no controlados, vacíos, suelos orgánicos o erosión interna, se suspenderá el avance y se establecerá el tratamiento local.

El control del agua deberá separar, en la medida de lo posible, las aguas superficiales de escorrentía, las infiltraciones del trasdós y el agua proveniente del cauce. Las cunetas temporales, sumideros y bombas se dispondrán de manera que no generen gradientes concentrados a través del terreno de fundación. El abatimiento se realizará de forma gradual, con filtros en los puntos de captación y vigilancia del caudal, turbidez y presencia de partículas. La salida de agua con finos, el incremento súbito del caudal de bombeo o la aparición de oquedades se considerarán señales de alarma por posible erosión interna.

Las superficies de apoyo se inspeccionarán inmediatamente antes de colocar el concreto de limpieza, la base granular o la losa. Deberán encontrarse regulares, sin materiales blandos, lodos, agua libre ni partículas sueltas. Las zonas deterioradas se retirarán hasta encontrar material competente y se repondrán con el tratamiento aprobado. No se debe utilizar el concreto estructural para rellenar cavidades no caracterizadas o para compensar una preparación deficiente de la fundación.

Los vaciados se programarán de manera continua, evitando juntas no previstas y segregación del concreto. Se verificará la posición de armaduras, insertos, platinas y cabezas de micropilote antes de autorizar el vaciado. El curado, la protección frente al flujo y el retiro de formaletas deberán asegurar que la estructura alcance la resistencia requerida antes de recibir rellenos, impactos, vibraciones o presión hidráulica significativa.

8.7.2. Especificaciones técnicas para la ejecución de micropilotes inyectados (sistema igu) y pruebas de carga

Los micropilotes se ejecutarán con equipos compatibles con el espacio restringido del corredor y con la capacidad de mantener la inclinación, profundidad y continuidad de perforación previstas. Para el sistema adoptado se consideran barras huecas autoperforantes R32-280 y un diámetro nominal de perforación de 0,10 m. Las longitudes de 4,50 m y 6,00 m, la disposición vertical o inclinada a 45° y las separaciones longitudinales indicadas para cada tipología deberán verificarse en el replanteo y no podrán alterarse sin recalcular la demanda por elemento y la estabilidad del muro.

Antes de iniciar la producción se aprobará el procedimiento de perforación e inyección, incluyendo características de la lechada, relación agua-cemento, aditivos, secuencia de mezcla, tiempos de uso, equipos de presión, calibración de manómetros y tratamiento de pérdidas o retornos. El contratista llevará un registro individual por micropilote con fecha, ubicación, inclinación, longitud, tipo y número de acoples, tiempo de perforación, consumos parciales y totales de lechada, presiones, incidencias, rechazo y observaciones sobre la estratigrafía atravesada.

La inyección deberá llenar de manera continua el espacio anular y desarrollar la adherencia requerida sin producir levantamientos, fracturación hidráulica no controlada o comunicación con excavaciones, redes o el cauce. Cuando el consumo o la presión se aparten de los rangos definidos en el procedimiento aprobado, el elemento se clasificará para revisión y no se incorporará a la estructura hasta que el especialista determine su aceptación, reparación o reemplazo.

La conexión de cabeza se ejecutará mediante las platinas, tuercas y elementos de anclaje integrados a la zapata. La barra deberá quedar centrada, con la proyección y orientación necesarias para transferir la carga axial. Se evitarán cortes, soldaduras o perforaciones no previstos que reduzcan la sección resistente o alteren **la protección anticorrosiva**.

Antes del vaciado se verificará la posición de cada cabeza y su compatibilidad con el refuerzo de la cimentación.

La capacidad de diseño deberá validarse mediante pruebas estáticas de compresión y tracción, según el mecanismo de trabajo del elemento. Los procedimientos deberán ser compatibles con ASTM D1143/D1143M para carga axial de compresión y ASTM D3689/D3689M para carga axial de tracción. El sistema de reacción será independiente del elemento ensayado, los instrumentos tendrán calibración vigente y la lectura de desplazamientos se referirá a una estructura estable y protegida de vibraciones.

Como criterio mínimo de planificación, el programa deberá incluir elementos de verificación que representen las combinaciones relevantes de sector geotécnico, longitud y mecanismo de trabajo, además de las pruebas de producción que definan las

especificaciones particulares. La aceptación se fundamentará en la curva carga-desplazamiento, el movimiento residual, la estabilidad de las lecturas durante cada escalón y la capacidad alcanzada, sin exceder la resistencia estructural segura de la barra, la conexión o el sistema de reacción. Los resultados se incorporarán al expediente de calidad y podrán justificar ajustes locales de longitud únicamente con aprobación del diseñador.

8.7.3. Especificaciones técnicas para la construcción de gaviones, losa de concreto y llave

El sistema de gaviones se construirá sobre una superficie regularizada y competente. La configuración analizada incluye una capa granular de aproximadamente 0,10 m, una losa de concreto reforzado de 0,10 m de espesor y una llave de cortante de 0,70 m de ancho por 0,40 m de altura efectiva bajo el intradós de la losa. La llave forma parte del mecanismo resistente al deslizamiento y no se considera un componente opcional, debido a que la condición de Resistencia LRFD moviliza una proporción elevada del aporte pasivo disponible.

La excavación de la llave se realizará sin sobre excavar ni reblandecer las paredes. Antes del vaciado se retirará todo material suelto y se verificará la continuidad del refuerzo entre la llave y la losa. Las juntas de construcción se localizarán en los puntos definidos en los planos y se tratarán para evitar caminos preferentes de filtración. La losa deberá conservar la cota, pendiente y ancho de apoyo requeridos para que las canastas trabajen como una masa continua.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LA LOSA QUE ESTARÁ EN CONTACTO CON EL GAVIÓN DEBERÁ DEJARSE CON UN ACABADO IRREGULAR QUE MEJORE LA RESISTENCIA DEL SISTEMA FRENTE AL DESLIZAMIENTO.

PARA LOGRAR ESTE ACABADO IRREGULAR, SE PROPONE INCORPORAR TRITURADO DE ½" JUSTO LUEGO DEL VACIADO COMO UNA CAPA PARCIALMENTE EMBEBIDA EN EL CONCRETO FRESCO.

Las canastas deberán cumplir con la geometría, recubrimiento y resistencia de malla especificados. La fila inferior será continua y cada módulo superior tendrá apoyo completo. Los amarres, diafragmas y elementos de conexión se instalarán antes del llenado, manteniendo las caras alineadas y tensadas. No se permitirá apoyar módulos sobre superficies puntuales, dejar canastas sin cierre o utilizar alambres de menor calidad que los previstos. Como referencia para malla de doble torsión puede emplearse ASTM A975, sin perjuicio de las especificaciones particulares del proyecto.

El relleno pétreo tendrá tamaño compatible con la abertura de la malla, será durable, limpio y resistente a la abrasión. Se mantendrá el peso unitario global de diseño de 18 kN/m³ y el criterio de disponer al menos el 70 % del material con dos caras fracturadas.

La piedra se colocará por capas, con acomodo manual en las caras vistas, evitando vacíos excesivos, deformación de las canastas o concentración de fragmentos pequeños.

Las caras expuestas al cauce y las superficies definidas en los planos recibirán revestimiento de mortero reforzado con fibra. El acabado deberá proteger la malla, limitar el ingreso directo de agua y conformar una pendiente del 2 % hacia el exterior en las superficies horizontales. La junta entre el mortero y la losa se ejecutará de manera continua. El geotextil no se instalará entre el mortero y el gavión; se reservará para las superficies en contacto con el terreno donde se requiere retención de finos.

8.8 RECOMENDACIONES DE SUBDRENAJE, CAÑUELAS Y CONTROL DE LAVADO DE FINOS

El sistema de drenaje posterior debe funcionar como una solución integrada de captación, filtración y descarga. El geotextil NT-1800 se colocará en las superficies del gavión que estén en contacto con el terreno y no cuenten con revestimiento de mortero. Su función es retener las partículas del suelo y permitir el paso del agua; no deberá interpretarse como una membrana impermeable ni como sustituto de la cañuela, el material filtrante o los pases de descarga.

La compatibilidad del geotextil con el suelo deberá comprobarse mediante las propiedades de abertura aparente, permitividad y comportamiento del sistema suelo-geotextil. Como referencias de ensayo pueden emplearse ASTM D4751, ASTM D4491/D4491M y ASTM D5101. Los traslapes, fijaciones y encuentros se dispondrán de forma que no existan discontinuidades, pliegues abiertos o contacto directo entre el suelo fino y el relleno pétreo. El geotextil se protegerá durante el llenado para evitar perforaciones o desplazamientos.

La cañuela del trasdós tendrá filtro y una pendiente longitudinal aproximada del 1,5 %. Los pases se orientarán a 45° hacia el canal y deberán mantener sección libre, pendiente continua y salida protegida contra obstrucción, impacto y retorno de sedimentos. Se evitarán puntos bajos sin descarga, cambios bruscos de sección y conexiones que descarguen sobre suelos susceptibles a erosión.

La llave de cortante contribuye a interrumpir caminos preferentes de flujo, pero no reemplaza la función del filtro. Si se detecta arrastre de finos, se deberá controlar el gradiente, reducir el caudal de extracción, instalar captaciones filtradas y reparar la discontinuidad antes de restituir la operación normal.

El mantenimiento incluirá limpieza de cañuelas y pases, retiro de sedimentos, vegetación y residuos, verificación de la salida durante eventos de lluvia y reparación inmediata de geotextiles expuestos, juntas abiertas o zonas con erosión. La descarga deberá observarse libre y sin arrastre persistente de partículas del trasdós.

8.9. CONTROL DE SOCAVACIÓN ENTRE LAS CONTENCIÓNES PROYECTADAS Y LAS PLACAS DEL CANAL

Entre las placas existentes del canal y los muros proyectados permanece una franja inclinada de terreno que constituye una transición entre dos elementos rígidos o semirrígidos. Si esta superficie se conserva expuesta, el flujo del río puede producir erosión superficial, lavado de finos, formación progresiva de cárcavas y socavación localizada en los contactos con la placa o con la cimentación de las nuevas estructuras. La pérdida de material en esta zona podría generar vacíos, disminuir el confinamiento lateral del suelo y facilitar el avance regresivo de la erosión hacia la base de los muros.

Por lo anterior, la solución constructiva deberá proporcionar una protección continua del talud, sin dejar franjas de suelo expuestas entre la placa existente y los muros. Los encuentros superior e inferior deberán diseñarse como transiciones hidráulicamente estables, con filtros compatibles, elementos de anclaje o empotramiento y juntas que admitan los movimientos diferenciales esperados. La selección definitiva y el dimensionamiento deberán verificarse con las velocidades, esfuerzos tractivos, niveles de agua y profundidad potencial de socavación definidos en el estudio hidráulico del proyecto.

Revestimiento rígido en concreto reforzado o concreto lanzado

Esta alternativa consiste en conformar sobre el talud una placa continua de concreto reforzado, concreto lanzado con malla o mortero estructural reforzado con fibras, conectada geométricamente con la placa existente del canal y con el elemento de contención proyectado.

Antes de colocar el revestimiento deberá retirarse el material suelto, reconformar el talud y disponer una base regularizada y compactada. Cuando exista riesgo de migración de finos o acumulación de presión de poros, se incorporará detrás del revestimiento un sistema de filtro y subdrenaje, compuesto por material granular, geotextil compatible o geocompuesto drenante, conectado con salidas controladas hacia el canal. El revestimiento no deberá construirse directamente sobre suelos reblandecidos, vacíos o superficies con agua libre.

En el contacto inferior con la placa existente se deberá conformar una junta sellada, un engrosamiento o una llave que evite que el flujo penetre bajo el nuevo revestimiento. En el encuentro superior con el muro proyectado deberá disponerse una junta de transición que limite las filtraciones, pero permita los movimientos diferenciales entre los dos elementos. La utilización de conectores o barras de anclaje a las estructuras existentes estará condicionada a la verificación previa de su espesor, refuerzo y estado de conservación.

Esta solución presenta como principales ventajas una superficie hidráulica uniforme, alta resistencia frente a la abrasión y facilidad de inspección. Resulta apropiada en tramos donde se requiera mantener una geometría definida del canal y donde se prevean velocidades elevadas. Como limitación, su rigidez la hace más sensible a asentamientos diferenciales, por lo que exige una preparación cuidadosa del apoyo, juntas correctamente detalladas y alivio de las presiones de agua.

Revestimiento flexible mediante colchones de gavión o colchones tipo Reno

La segunda alternativa consiste en cubrir el talud mediante colchones de gavión de bajo espesor, apoyados sobre un filtro granular y un geotextil de separación. Los colchones deberán quedar anclados en la parte superior y empotrados o confinados en el contacto con la placa existente, de manera que el flujo no pueda levantar el borde ni iniciar un proceso de erosión por debajo del revestimiento.

La malla, el espesor del colchón y el tamaño del material pétreo deberán definirse en función de la velocidad del flujo, el esfuerzo tractivo y la abrasión esperada. El relleno deberá ser durable, limpio, resistente al desgaste y de dimensiones compatibles con las aberturas de la malla. Las canastas se unirán entre sí y se fijarán a las transiciones mediante amarres continuos, evitando módulos sueltos o discontinuidades longitudinales.

El geotextil inferior tendrá la función de retener los finos del suelo y permitir el paso controlado del agua. Su abertura aparente, permitividad y resistencia deberán verificarse frente a la granulometría del material del talud. En los puntos donde el colchón se conecte con la placa o con el muro se dispondrán zanjas de anclaje, elementos de confinamiento o vigas de borde que impidan la pérdida progresiva de material.

Esta alternativa posee mayor capacidad de adaptación frente a asentamientos y deformaciones locales, permite disipar parte de la energía del flujo y facilita reparaciones por sectores. Es especialmente conveniente cuando el terreno de apoyo presenta variabilidad o cuando no es recomendable construir un revestimiento completamente rígido. Como aspecto de mantenimiento, será necesario revisar periódicamente la integridad de la malla, la pérdida o desplazamiento de piedra y la posible exposición del geotextil.

Manto de bloques articulados de concreto

Como solución flexible adicional podrá considerarse un sistema de bloques prefabricados de concretos articulados mediante cables o elementos de conexión, instalado sobre un filtro granular y geotextil. Los bloques conforman una superficie continua y pesada, capaz de adaptarse parcialmente a deformaciones del terreno y

resistir esfuerzos hidráulicos superiores a los admisibles para una cobertura vegetal o un enrocado suelto.

El manto deberá anclarse en una zanja superior y confinarse en la parte inferior mediante una viga, llave o empotramiento contra la placa existente. Las juntas entre bloques permitirán el drenaje, pero no deberán dejar pasar el suelo de apoyo; por esta razón, la función del geotextil inferior es indispensable. Los bordes laterales deberán quedar confinados para evitar que la erosión se introduzca por debajo del sistema.

Esta alternativa puede resultar favorable cuando se requiera una solución prefabricada, de espesor controlado y con posibilidad de desmontaje o reparación localizada. Su aplicación dependerá de la disponibilidad del sistema, de la capacidad de anclaje y de la comprobación hidráulica específica del fabricante.

Protección mediante manto permanente para control de erosión TERRATRAC® TRM o equivalente

Como alternativa complementaria podrá protegerse el talud comprendido entre la placa existente del canal y los muros proyectados mediante un manto permanente para control de erosión tipo TERRATRAC® TRM, o un producto técnicamente equivalente. Este sistema está constituido por una matriz tridimensional porosa de fibras sintéticas de poliéster, resistentes a la radiación ultravioleta, diseñada para proporcionar protección superficial inmediata, retener suelo dentro de su estructura y reforzar la cobertura vegetal una vez establecida. El producto se utiliza en taludes y canales, y se encuentra disponible en referencias con diferentes resistencias a tensión, cuya selección debe corresponder a la pendiente y a las solicitaciones hidráulicas del tramo.

La instalación requerirá retirar materiales sueltos, rellenar cárcavas y oquedades, reconformar el talud y obtener una superficie continua, compactada y libre de elementos que puedan perforar o separar el manto del terreno. En los sectores donde exista riesgo de migración interna de partículas, el TERRATRAC no deberá considerarse sustituto del sistema de filtro. En estos casos se deberá complementar con un geotextil o filtro granular compatible, procurando que la solución seleccionada mantenga la capacidad de drenaje y, cuando se contemple revegetación, permita el desarrollo de las raíces.

El manto deberá extenderse siguiendo la dirección predominante de la pendiente, manteniéndolo en contacto íntimo con el terreno y evitando puentes, pliegues o bolsas de aire. Los rollos se traslaparán y unirán conforme con las recomendaciones del fabricante. La fijación se realizará mediante grapas, estacas o ganchos metálicos resistentes a la corrosión, con separación ajustada a la inclinación del talud, la consistencia del suelo, la velocidad del flujo y la posible acción de levantamiento. La densidad de anclajes deberá incrementarse en los bordes, traslapos, depresiones y encuentros con estructuras.

En la parte superior se ejecutará una zanja de anclaje continua, dentro de la cual se introducirá y fijará el extremo del manto antes de rellenarla con material compactado. Se deberá disponer un anclaje equivalente en los bordes laterales y en el pie del talud. Como referencia constructiva existen aplicaciones de TERRATRAC TRM 50 que emplean zanjas superiores de aproximadamente 0,20 m × 0,20 m y ganchos metálicos intermedios; no obstante, las dimensiones y separaciones definitivas deberán ser establecidas para las condiciones hidráulicas y geotécnicas particulares del proyecto.

En el contacto inferior con la placa existente, el manto no deberá terminar simplemente apoyado sobre su superficie. Se deberá introducir en una ranura, zanja, viga de confinamiento o detalle de transición que impida que el flujo penetre bajo el revestimiento. De igual forma, el encuentro superior con los muros proyectados deberá fijarse mediante una regata, perfil, platina o elemento de concreto que asegure la continuidad y evite el desprendimiento del borde por efecto del agua.

Cuando la alternativa incluya revegetación, la matriz del manto podrá rellenarse parcialmente con suelo vegetal seleccionado, semillas, hidrosiembra o cobertura orgánica, utilizando especies adaptadas a las variaciones de humedad y a las condiciones del corredor. El establecimiento inicial deberá protegerse frente al lavado y mantenerse hasta que la vegetación desarrolle una cobertura continua y un sistema radicular suficiente. El color y la estructura del manto permiten su integración progresiva con la cobertura vegetal.

Debe aclararse que esta solución está orientada principalmente al control de la erosión superficial y lateral del talud. No deberá acreditarse por sí sola como protección frente a socavación profunda, pérdida de apoyo de la placa o erosión regresiva bajo la cimentación. En los sectores sometidos a inmersión frecuente, velocidades altas, transporte de sedimentos gruesos o impacto directo del flujo, la alternativa deberá complementarse en el pie con un elemento de mayor peso y resistencia, como una franja de enrocado, colchón de gavión, bloques articulados o una transición rígida en concreto.

La selección entre TERRATRAC TRM 15, TRM 50 o una referencia equivalente deberá sustentarse en la resistencia a tensión requerida, las velocidades admisibles, los esfuerzos tractivos, la duración de la inmersión, la pendiente y las condiciones de anclaje. El diseño definitivo deberá contar con la verificación hidráulica del producto y con la recomendación técnica del fabricante o proveedor, sin adoptar únicamente criterios asociados con el control de erosión por lluvia.

Durante el mantenimiento deberán inspeccionarse las zanjas de anclaje, los traslapes, las fijaciones y los contactos con la placa y los muros. Se repararán de manera inmediata las zonas levantadas, rasgadas, erosionadas o sin contacto con el terreno. También deberá controlarse la aparición de surcos bajo el manto, la pérdida de suelo de relleno

y la exposición de bordes, especialmente después de crecientes o variaciones rápidas del nivel del río.

Para la geometría del proyecto, esta alternativa resulta más conveniente en franjas del talud sometidas a escorrentía, salpicadura o inundación intermitente, mientras que la transición inmediata contra el nivel de flujo y la placa existente deberá disponer de un confinamiento reforzado o de una protección de pie con mayor resistencia a la socavación.

Criterios de selección y recomendación general

La selección entre las alternativas deberá considerar la intensidad hidráulica, la profundidad estimada de socavación, la deformabilidad del terreno, las restricciones de acceso, la facilidad de conexión con la placa existente y el mantenimiento futuro.

El revestimiento rígido en concreto resulta favorable cuando se requiere continuidad geométrica, elevada resistencia a la abrasión y una superficie hidráulica regular. Los colchones de gavión o los bloques articulados son preferibles cuando se anticipan asentamientos diferenciales, variaciones en el apoyo o la necesidad de una solución más deformable.

Independientemente de la alternativa seleccionada, deberán cumplirse los siguientes criterios:

- no dejar suelo natural expuesto entre las estructuras;
- disponer un filtro compatible que impida la migración de finos;
- empotrar o confinar los bordes aguas arriba, aguas abajo y laterales;
- evitar juntas abiertas que permitan el ingreso del flujo bajo el revestimiento;
- extender la protección hasta una zona estable de la placa existente;
- revisar las transiciones después de crecientes, impactos o variaciones importantes del nivel del río;
- reparar inmediatamente vacíos, desprendimientos, pérdida de piedra, rotura de mallas o exposición del geotextil.

8.10. SINTESIS DEL DISEÑO GEOTÉCNICO

8.10.1. Información geotécnica y criterios adoptados

La revisión integra diez perforaciones ejecutadas en 2023, con una longitud acumulada de 99,2 m, además de los resultados de campo y laboratorio disponibles para los sectores de la Avenida 33, La Picacha y La Macarena. La información confirma un subsuelo heterogéneo conformado por rellenos antrópicos sobre depósitos aluviales de granulometría y compacidad variables, con niveles freáticos registrados entre 2,5 m y 8,0 m.

Debido a la dispersión de los materiales, la limitada cantidad de ensayos directos de resistencia y las dificultades de muestreo en estratos gravosos, se adoptó una envolvente conservadora común para el corredor. El material retenido se modeló con

$\gamma = 17,7 \text{ kN/m}^3$, $\varphi' = 27^\circ$ y $c' = 5 \text{ kPa}$, sin emplear la cohesión para reducir el empuje activo.

Para el suelo de cimentación se adoptaron $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\varphi' = 26^\circ$ y $c' = 8 \text{ kPa}$, limitando el uso de la cohesión a los mecanismos en los que resulta aplicable.

8.10.2. Muros en concreto reforzado y micropilotes

Las tres tipologías de muro satisfacen las verificaciones de Servicio, Resistencia I y Evento Extremo I. La condición que gobierna es el deslizamiento en Resistencia I, con relaciones demanda/capacidad de 0,999, 0,993 y 0,995 para los Tipos I, II y III, respectivamente. La estabilidad rotacional dispone de mayor reserva y la capacidad portante del suelo no gobierna el diseño.

El muro Tipo I desarrolla contacto parcial en Servicio y Evento Extremo I, sin que esta condición represente falla, porque la resultante permanece dentro de la base comprimida y las presiones máximas se mantienen muy por debajo de la capacidad disponible. Los muros Tipos II y III conservan contacto total en los estados evaluados.

La tracción del micropilote inclinado también está controlada por Resistencia I, con relaciones demanda/capacidad de 0,999; 0,991 y 0,994. El cumplimiento se obtiene con una reserva reducida, por lo cual la capacidad geotécnica, la resistencia de la barra, la adherencia del bulbo y la conexión de cabeza deberán confirmarse mediante control de ejecución y pruebas de carga representativas.

8.10.3. Sistema modular de gaviones

El sistema de gaviones mantiene contacto total bajo la losa y presenta capacidad de soporte suficiente. La mayor utilización de soporte corresponde a la sensibilidad hidráulica con incremento del 25 %, con $D/C = 0,586$. La estabilidad al deslizamiento es la verificación controlante.

En Resistencia LRFD se obtiene $D/C = 0,997$. La fricción factorizada no resulta suficiente por sí sola y se requiere movilizar aproximadamente el 94,4 % del aporte pasivo disponible en la llave. En consecuencia, la llave de 0,70 m de ancho y 0,40 m de altura efectiva debe conservarse como parte constitutiva de la cimentación, junto con la continuidad de la losa, la base granular y el sistema de drenaje.

8.10.4. Estabilidad global del conjunto terreno-estructura

Las márgenes derechas presentan factores de seguridad estáticos superiores a 2,0 en todos los escenarios considerados y no gobiernan la estabilidad global. Las márgenes

izquierdas son más exigentes debido a la masa de relleno retenida por los muros y a la proximidad de la infraestructura vial.

Para aguas altas, los factores de seguridad obtenidos con los métodos de equilibrio completo superan el criterio estático de 1,50. En aguas medias los resultados de Morgenstern-Price y Spencer se ubican cerca de 1,48-1,49. La diferencia reducida respecto al valor de referencia se interpreta conjuntamente con el carácter conservador de los parámetros, la pérdida de confinamiento hidráulico frontal y la coherencia entre los métodos rigurosos.

En condición seudoestática, Morgenstern-Price y Spencer producen factores cercanos a 1,08 para K23+020 y 1,12 para K23+840, superiores al mínimo de 1,05. El método de Janbu simplificado entrega valores menores por su formulación basada en equilibrio de fuerzas sin imponer simultáneamente el equilibrio de momentos; por ello se conserva como análisis de sensibilidad y como indicador de reserva limitada, sin desplazar la interpretación principal de los métodos de equilibrio completo.

8.10.5. Condiciones de construcción, control y mantenimiento

La viabilidad del diseño depende de reproducir en campo la geometría y los mecanismos resistentes considerados en las memorias. La ejecución por frentes cortos, el manejo filtrado del agua, la preparación de superficies de apoyo, el control de la inyección, las pruebas de carga y la continuidad de los drenajes son requisitos de desempeño y no actividades accesorias.

La inspección durante la construcción debe verificar la presencia de rellenos blandos, vacíos, materiales orgánicos, cambios del nivel freático, pérdida de finos y cualquier condición distinta del modelo general. Las diferencias deberán tratarse localmente y no se compensarán mediante el uso de parámetros de diseño más favorables.

Durante la operación, el mantenimiento deberá concentrarse en mantener libres las cañuelas y pases, reparar oportunamente el revestimiento y las mallas, vigilar la socavación y conservar registros de deformación, fisuración y reparaciones. La respuesta posterior a crecientes y sismos debe incluir inspección extraordinaria de las transiciones, la base y los elementos de drenaje.

9 DISEÑO ESTRUCTURAL

9.1. MATERIALES

- **Concretos.** De acuerdo con el título C.23-C.1.1 la resistencia mínima especificada del concreto a la compresión f'_c no debe ser menor de 28 Mpa. En la Tabla 26 se presentan las especificaciones del concreto utilizado para el diseño.

Tabla 26. Especificaciones concreto empleado

Elemento	Resistencia compresión f'_c	Modulo elasticidad (E)
Pantalla muro	28 MPa	$4700\sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa}$
Zapata cimentación	28 MPa	$4700\sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa}$
Micropilotes	28 MPa	$4700\sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa}$

- **Aceros.** El acero de refuerzo tendrá una Resistencia a la fluencia, $F_y = 420 \text{ MPa}$

9.2. CARGAS

Las combinaciones de cargas utilizadas para el análisis fueron las estipuladas en el numeral 3.4 del Código Colombiano de Puentes 2014 (CCP2014) tanto para el método de diseño LFRD (Load and Resistance Factor Design) como para la verificación de las condiciones de servicio, las cuales se muestran en la Tabla 27.

Tabla 27. Combinaciones de carga CCP2014 (LFRD).

Combinación (LFRD)- Diseño	Combinación Verificación condiciones de servicio
0,9DC+1,5WA	
1,25DC+EV+1.5EH+1,5LS	DC+EV+EH+LS
1,25DC+EV+EH+EQ+0,5LS	0,9DC+EV+EH+EQ+0,5LS

Donde **WA** es la presión Hidrostática que se presenta en el momento de una creciente en la cara hacia el río.

EQ (Carga sísmica del vástago del muro de contención) es la carga inercial que ocurre al acelerar la masa del concreto que compone el vástago en el momento de un sismo y la inercia producida por la masa del suelo movilizada durante la ocurrencia de un sismo.

EH es la presión de tierras o empuje del terreno en la cara del muro hacia la vía.

EV es la presión vertical del suelo de relleno o fuerza que ejerce el peso del suelo sobre la zapata del muro.

DC es el peso propio de los materiales que componen la estructura y

LS es la carga viva por impacto que se considera debido a poca distancia del muro a la vía sobre la margen izquierda.

9.3 LONGITUD DE DESARROLLO Y LONGITUD DE TRASLAPO.

El cálculo de las longitudes de desarrollo se basó en el capítulo C.12.2.3 de la NSR-10 donde se especifica la fórmula para dicha longitud según la resistencia del concreto y el diámetro de la barra. El cálculo de la longitud de traslazo se realizó según lo estipulado en el capítulo C.12.15. el cual corresponde a los empalmes de las barras corrugadas. Se

utilizaron las especificaciones de 28 MPa para el f'_c del concreto y de 420 MPa para el f_y del acero.

Tabla 28. Longitud de desarrollo y longitud de empalme

Diámetro (pulg)	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4	1 1/2
Ld (m)	0,12	0,24	0,36	0,48	0,60	0,89	1,04	1,19	1,48	1,78
Le (m)	0,16	0,31	0,47	0,62	0,78	1,16	1,35	1,54	1,93	2,31

9.4 JUNTAS EN ZAPATA- MURO Y ENTRE MUROS.

Se considera una longitud de 6 m para las juntas del muro y la viga, según lo estipulado en el capítulo C.23-C15.14.5.1 de la NSR-10. Es necesario que la barrera debe quedar alejada del acero de refuerzo al menos 25 mm, lo cual para el muro que se dispuso de 0,25 m de espesor se cumple tanto para el acero de refuerzo de la parte externa e interna, considerando que la barrera va en el medio de dicho espesor.

9.5 PROTECCIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO.

Para definir el recubrimiento que debe ser dispuesto en estructuras ambientales y considerando las condiciones de flujo que hay en la zona se dispone un recubrimiento de 75 mm para todas las obras diseñadas en este capítulo. Este valor se verificó con la norma en el capítulo C.23-C.7.7, la cual remite a la tabla C.23-C.7.7.1 de esta misma norma donde se presentan los recubrimientos a emplear en estructuras ambientales.

Cinta para juntas en movimiento.

Las juntas de construcción serán selladas con barrera impermeable tipo cinta PVC, que se observa en la Figura 85, con sus respectivas características en la Tabla 29. Para la instalación se debe contar con todos los requerimientos especificados por el fabricante.

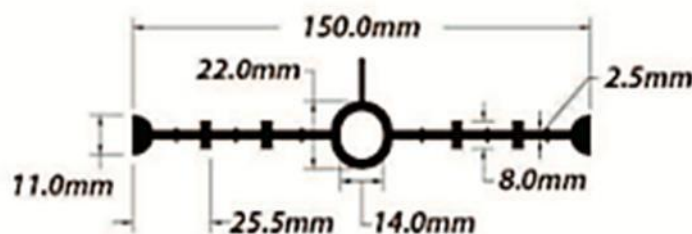


Figura 85. Juntas propuestas. Fuente hoja técnica de producto Sika PVC

Tabla 29. Especificaciones Juntas propuestas. Fuente hoja técnica de producto Sika PVC

Tipo de perfil	Ancho (mm)	Longitud de rollo(m)	Espesor nominal(mm $\pm$ 10%)
O-15	150	15	2,5
O-22	220	15	3,5

En la hoja técnica del producto se establece que el recubrimiento de concreto sobre la cinta debe ser mínimo la mitad del ancho de la cinta, lo cual se cumple con el espesor propuesto.

Así mismo debe seguirse el siguiente método de instalación de los perfiles de cinta PVC, para que queden dispuestos de forma correcta como se observa en la Figura 86.

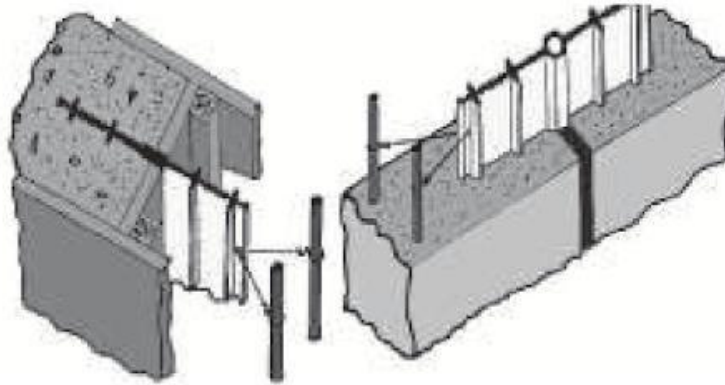


Figura 86. Cinta Sika instalada propuesta par juntas (Hoja técnica de Sika PVC).

9.6 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los parámetros para determinar los empujes en los muros con micropilotes para un suelo “lleno seleccionado tipo arenas limosa o arenas gravosas, fueron determinados en la sección de geotecnia () los cuales se transcriben a continuación:

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 17,7 \quad \varphi = 26^\circ \quad K_a = 0,38 \quad K_{ae} = 0,51$$

9.7. MUROS CON MICROPILOTES

Se establecieron tres tipos o tipologías básicas de muros de acuerdo con lo indicado en la modelación del componente hidráulico a saber:

- Tipo I. Muro de altura total $H=1,9$ m (altura vástago $h=1,5$ m)
- Tipo II. Muro de altura total $H=2,4$ m (altura vástago $h=2,0$ m)
- Tipo III. Muro de altura total $H=2,7$ m (altura vástago $h=2,3$ m)

Es pertinente en este punto acotar sobre la metodología de diseño acordada con el componente geotécnico lo siguiente:

El comportamiento de los micropilotes y su capacidad de carga se estima de acuerdo con los datos de la experiencia obtenida en otros puntos del río en estudios adelantados por la Universidad Nacional de Colombia en ocasiones anteriores, por lo que como bien se anota desde este componente geotécnico, es necesario realizar pruebas de carga a los mismos para verificar la similitud del comportamiento con las condiciones de diseño.

Se asume que los pilotes solo trabajan axialmente, despreciando su capacidad a flexión, que, aunque poca, algo aporta con lo que se estaría con este planteamiento del lado de la seguridad.

El modelo se estableció plastificando las secciones de los micropilotes y adelantándose por tanto análisis no lineal en las condiciones de diseño, lo que permite optimizarlo, transfiriendo la mayor carga posible al terreno, minimizando las que son asumidas por los micropilotes sin superar los límites establecidos para ellas y que en adelante se detallarán para cada tipo de muro.

Como consecuencia, desde el componente estructural se recomienda que antes de dar continuidad al proceso constructivo de manera sistemática, se haga la verificación en un tramo de 6m, con el fin de corroborar las deformaciones obtenidas en el análisis estructural y los demás parámetros de diseño obtenidos, esto con fundamento en que de estos parámetros depende que efectivamente el modelo real se comporte de acuerdo a las condiciones de diseño proveniente de calibraciones de estructuras anteriores y en los límites que bajo el análisis no lineal se requieren.

De otro lado, los micropilotes que se encuentran en disposición vertical, en virtud de su esbeltez requieren garantizar el empotramiento de estos en toda su extensión, lo cual se logra con la masa de suelo circundante, con el fin que, ante la pérdida de ésta última, no presente falla por pandeo, por lo que se recomienda proteger adecuadamente la estructura de erosiones en este punto de esta, en caso de ser necesario.

Muro tipo I. H=1.9m

La estructura propuesta y sus cargas se observan en la Figura 87, cuenta con micropilotes de diámetro 0,2 m dispuestos en dos filas, espaciadas a diferentes distancias, sobre los que supra yace la zapata de cimentación de espesor 0.4m con ancho de 1m y sobre esta a su vez se encuentra el vástago que soporta las cargas horizontales indicadas previamente. Se acota que las cargas mostradas en la figura corresponden con las descritas en el numeral 1.2 de la siguiente manera:

- E1: parte de la carga dinámica, EQ la cual se adiciona a la carga E4 de la Figura 87 para completar el componente dinámico correspondiente al aporte inercial de la masa de suelo.
- E2 = LS sobre carga generada por los vehiculos que circulan sobre la vía.
- E3 = EH Empuje de suelos
- E4 = Componente sísmica corresponde a la inercia del vástago del muro La cual se adiciona a E1 completando el valor de EQ.

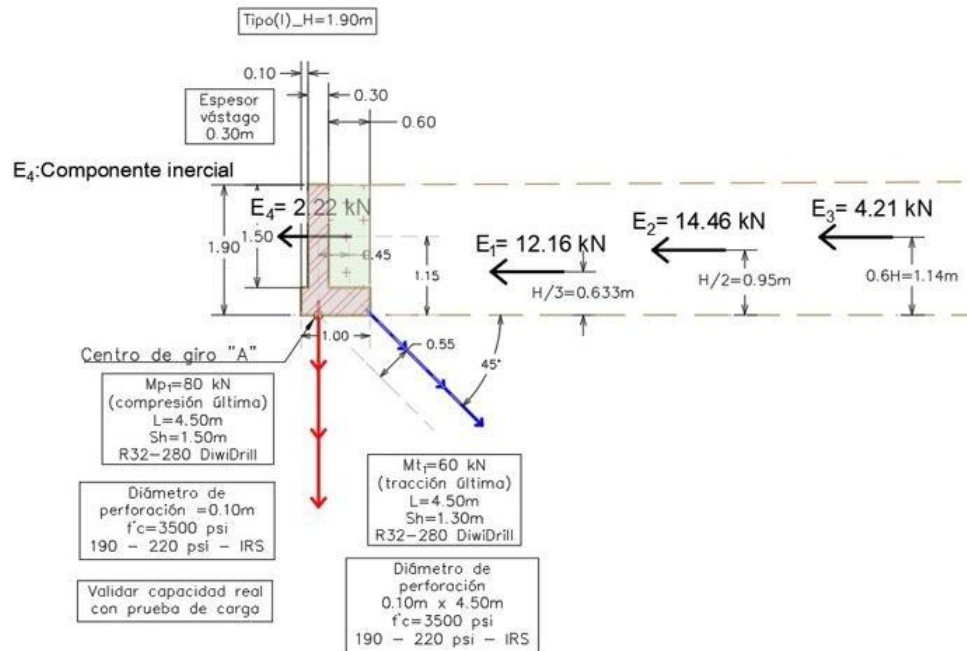


Figura 87. Muro con micropilotes disposición dimensiones y cargas.

En la Figura 87 puede observarse la geometría y disposición de los micropilotes; en la Tabla 30 se detallan las características de los mismos.

Tabla 30. Características de los micropilotes Muro Tipo I

Característica	Pilotes inclinados	Pilotes verticales
Ubicación	hacia el extremo interior del muro	debajo del vástago del muro de contención
Diámetro	0,2 m	0,2 m
Longitud	4,5 m	4,5 m
Ángulo de inclinación respecto a la horizontal	45°	90°
Máxima capacidad a tracción	60 KN	
Máxima capacidad a compresión		80KN
Separación entre pilotes inclinados	1,3 m	1,5 m
Concreto f'_c	3500 psi=24MPa	3500psi=24MPa

Para el análisis de la estructura fue utilizado el programa SAP2000, teniendo en cuenta los parámetros y consideraciones del suelo definidos en la sección de geotecnia y la geometría mencionada en esta sección. Dado que eje del muro tiene una curvatura pronunciada, se tomaron tramos de una longitud de 6 m con sus respectivas juntas; por ende, el análisis en SAP2000, se realizó para un tramo con esta longitud como se muestra en la Figura 88, adicionalmente y en cumplimiento del título C.23 de la norma NSR-10 la cuantía mínima es la de menor valor para esta longitud de muro.

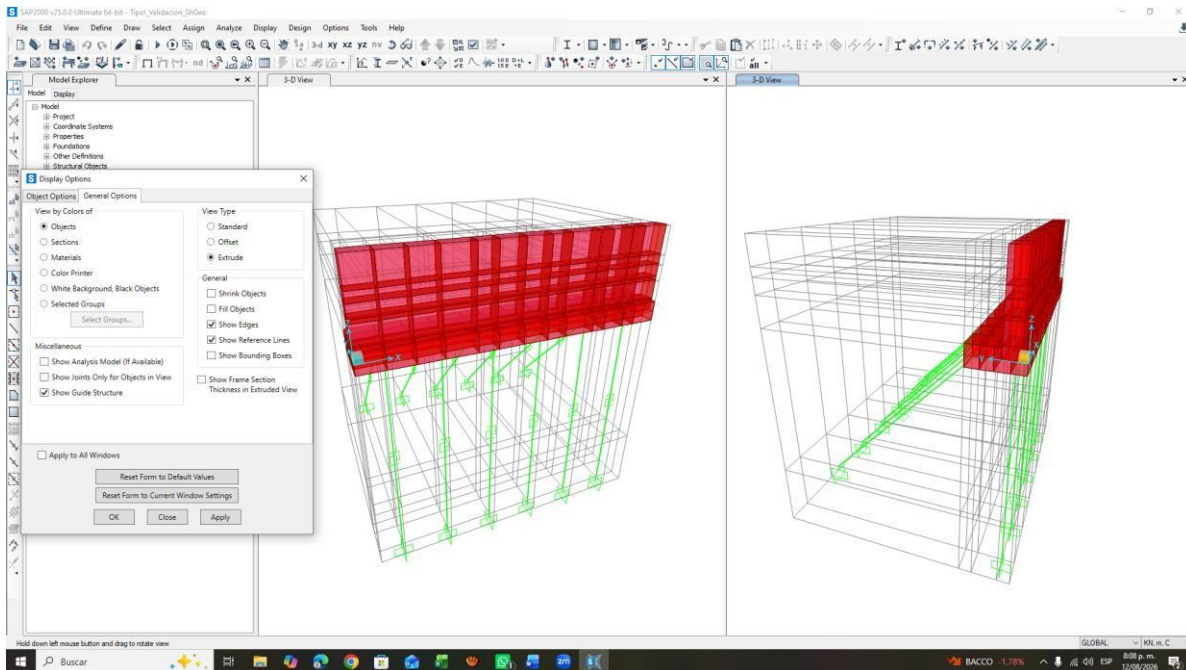


Figura 88. Modelo en SAP2000 de Muro Tipo I

9.7.1 Verificación de las condiciones de servicio.

En concordancia con las cargas de servicio se debe adelantar la verificación de tres aspectos principalmente, los cuales se detallan a continuación. Se recalca que el modelo anterior se fundamenta en las experiencias anteriores en campo obtenidas en las intervenciones anteriores adelantadas en el río Aburrá (Medellín), el cual fue refinado con el asesoramiento del componente geotécnico con quien se adelantaron estos ensayos y ha estudiado ampliamente el comportamiento plástico verificando las condiciones específicas incluidas en el ejercicio de diseño. Por lo anterior se plantea por el componente geotécnico la necesaria verificación con ensayos reales.

La Figura 89 indica la carga axial soportada por los micropilotes, siendo este es el primer chequeo en cuanto a las condiciones de servicio, con las condiciones descritas contenidas en el párrafo anterior,

Carga a Tracción (Pilotes inclinados) Demandado= 45 kN < Capacidad = 60 kN y compresión (pilotes verticales) Demandado=66 kN< Capacidad=80 kN, con lo que se está cumpliendo con los máximos establecidos.

La Figura 90, indica deformación en la zapata que actúa como parte de la cimentación, es cercana a 3,36 mm, siendo este es el segundo chequeo en cuanto a las condiciones de servicio, en este caso para verificación debe considerarse el siguiente gráfico aportado por el componente geotécnico, obtenido igualmente en el marco de las experiencias adelantadas en el afluente como se ha comentado.

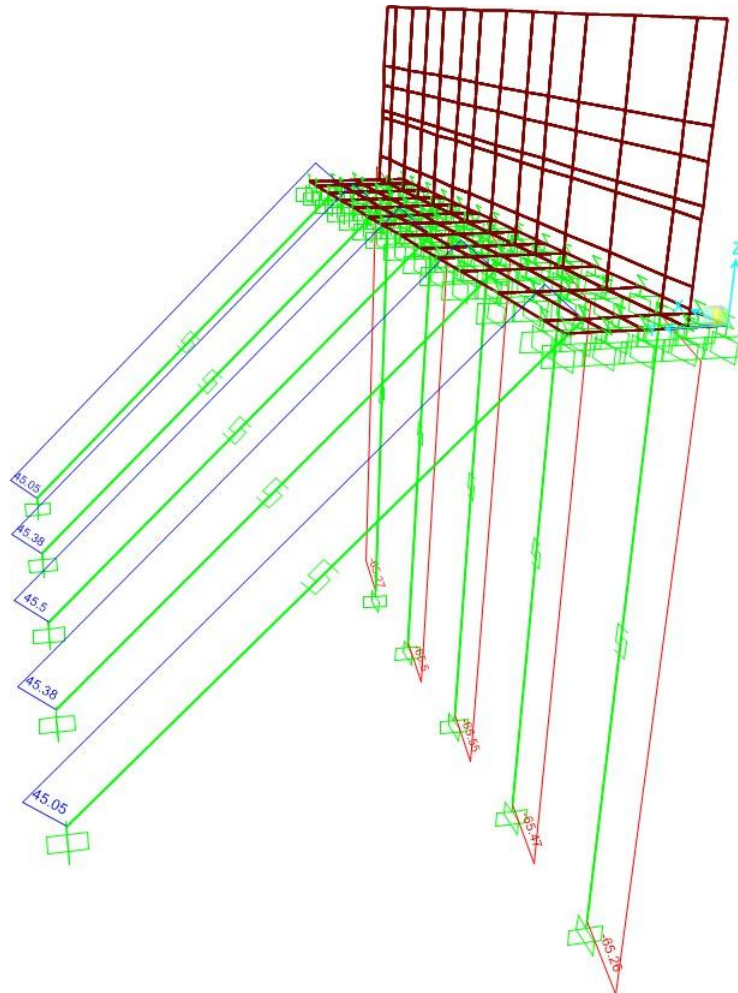


Figura 89. Cargas axiales en micropilotes bajo condiciones de servicio.

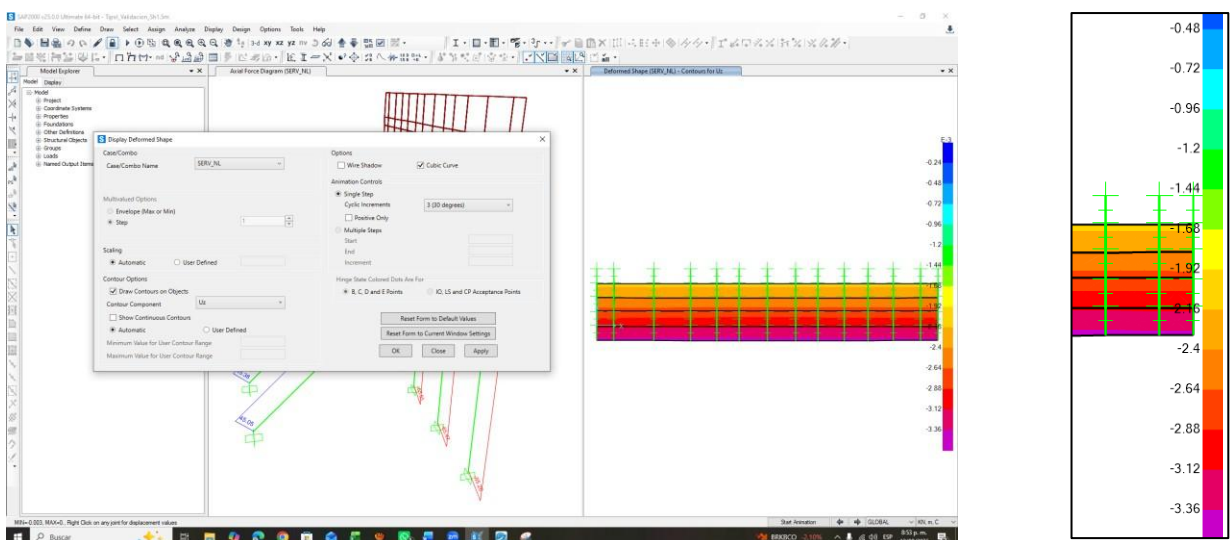


Figura 90. Modelo de Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.

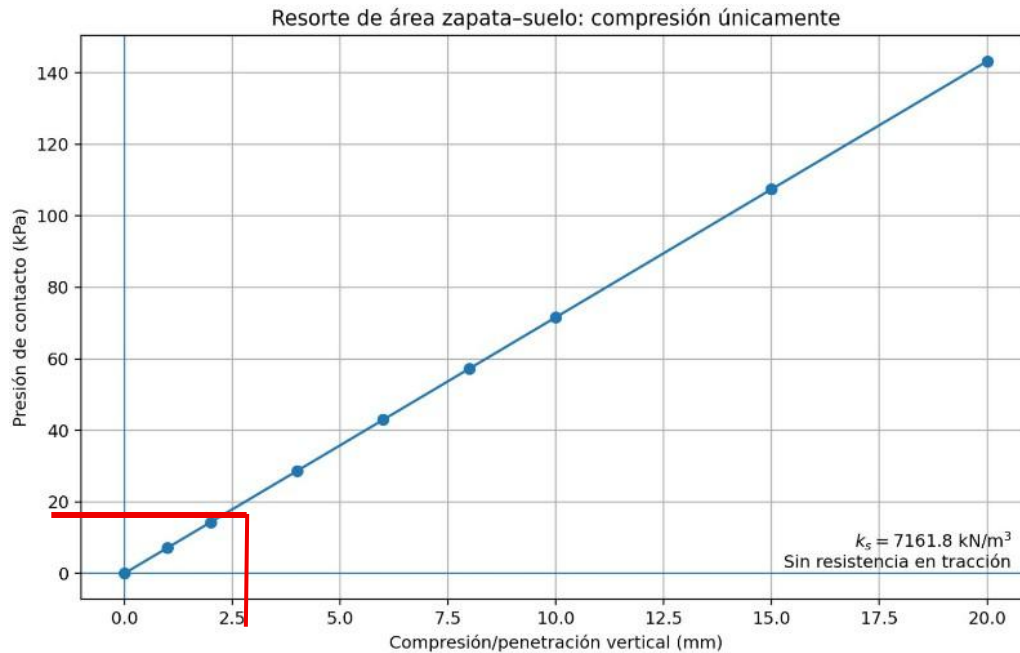
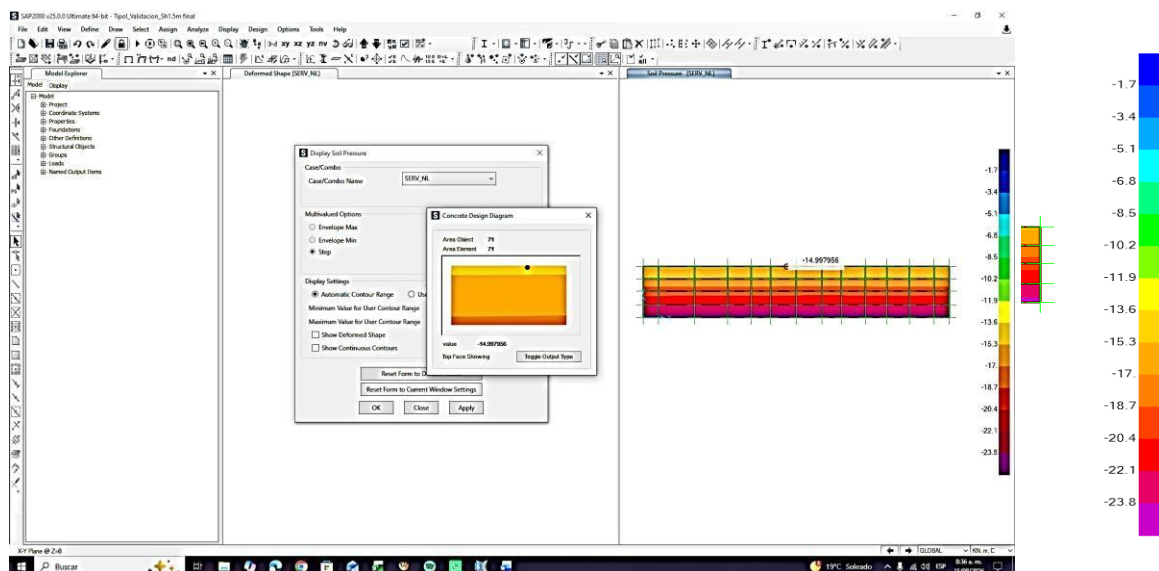


Figura 91. Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.

Para la deformación presentada de 3,36 mm, la presión de contacto hallada experimentalmente es 23,33 kPa, la máxima admisible es 354,54 kPa con una excelente relación Demanda capacidad (D/C) para este caso bajo la deformación calculada mediante el programa estructural.

El tercer ítem para verificar es el que corresponde a las presiones de contacto de la estructura que no debe superar la capacidad admisible desde el modelo estructural se tiene la Figura 92.



En la imagen anterior se denota que los esfuerzos que se presentan no superan los 24,5 kPa o 24,5 kN/m² inferiores a 356 kPa dados del componente geotécnico como capacidad de soporte máximo en condiciones de servicio.

9.7.2 Diseño Vástago del muro.

Cuantía mínima y recubrimiento.

El capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10, hace referencia a la mínima cuantía necesaria para cumplir con los requerimientos de retracción de fraguado y refracción por temperatura (Tabla 31).

Tabla 31. Cuantías mínimas de refuerzo por retracción, refracción y variación de temperatura, según C.23-C.7.12.1-NSR10

Distancia entre juntas para compensar movimientos	fy=240MPa	fy=420MPa
Menos de 6 m	0,0030	0,0030
6 a 9 m	0,0040	0,0030
9 a 12 m	0,0050	0,0040
12 o mas	0,0060	0,0050

En este caso se prevé tener juntas de construcción en los muros cada 6 m, según la Tabla 31, la cuantía mínima con la cual se debe trabajar es 0.003 para la sección bruta.

Dadas las condiciones de flujo que hay en la zona y a la condición de trabajo real de las diferentes partes de la estructura en contacto con tierra o a la intemperie, se dispone un recubrimiento de 75 mm, valor que se ajusta a lo estipulado en la norma en el capítulo C.23-C.7.7, la cual remite a la tabla C.23-C.7.7.1 (NSR10) donde se presentan los recubrimientos en estructuras ambientales.

Refuerzo en la cara expuesta al río.

Cuantía mínima = 0,003 de la sección bruta según capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10.

Sección de 0,30 m. $As_{min} = 0,30m * 0,003 = 0,0009 [m^2/m] = 9 \text{ cm}^2/m$

En la Figura 93 se presentan los resultados del modelo para el refuerzo horizontal (imagen superior) de la cara expuesta al río, requieren de cuantía de acero que no supera 1,7cm²/m donde el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura.

Se aprecia en la Figura 93 que, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección vertical del muro, para la cara expuesta al río, ya que el acero requerido por diseño es de 0,4 cm²/m

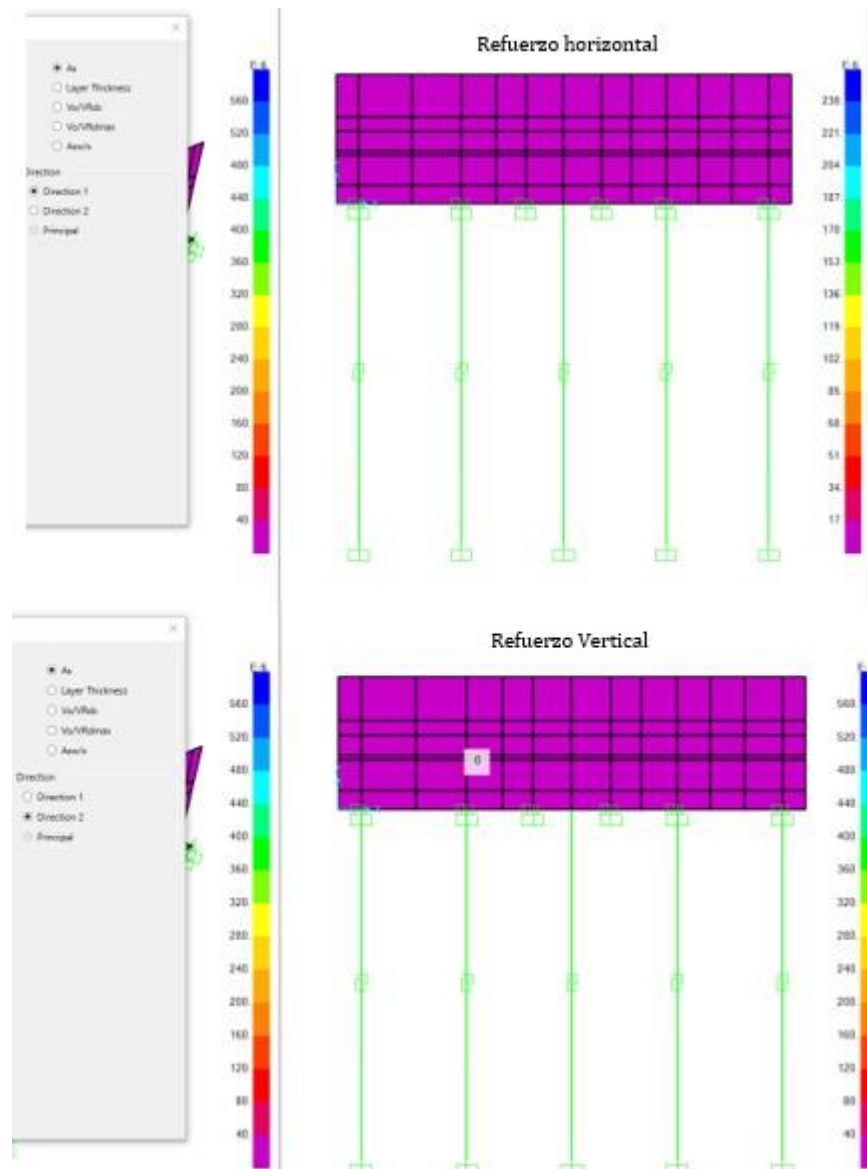


Figura 93. Modelo para refuerzo horizontal cara expuesta al río.

Refuerzo de cara contra el terreno.

Como se muestra en la Figura 94, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos del muro en la cara contra el terreno en dirección horizontal y en dirección vertical, lo anterior debido a que el acero requerido por diseño no supera $2,38\text{cm}^2/\text{m}$ (dirección horizontal) ni supera los $5,6\text{ cm}^2/\text{m}$ (dirección vertical).

Disposición refuerzo sección típica.

Para cubrir con el requerimiento del refuerzo mínimo correspondiente a $9\text{ cm}^2/\text{m}$, se dispone de barras #8(1/2") espaciadas cada 12,5 cm, en ambas direcciones (vertical y horizontal) tanto para la cara expuesta al río como la cara expuesta al terreno.

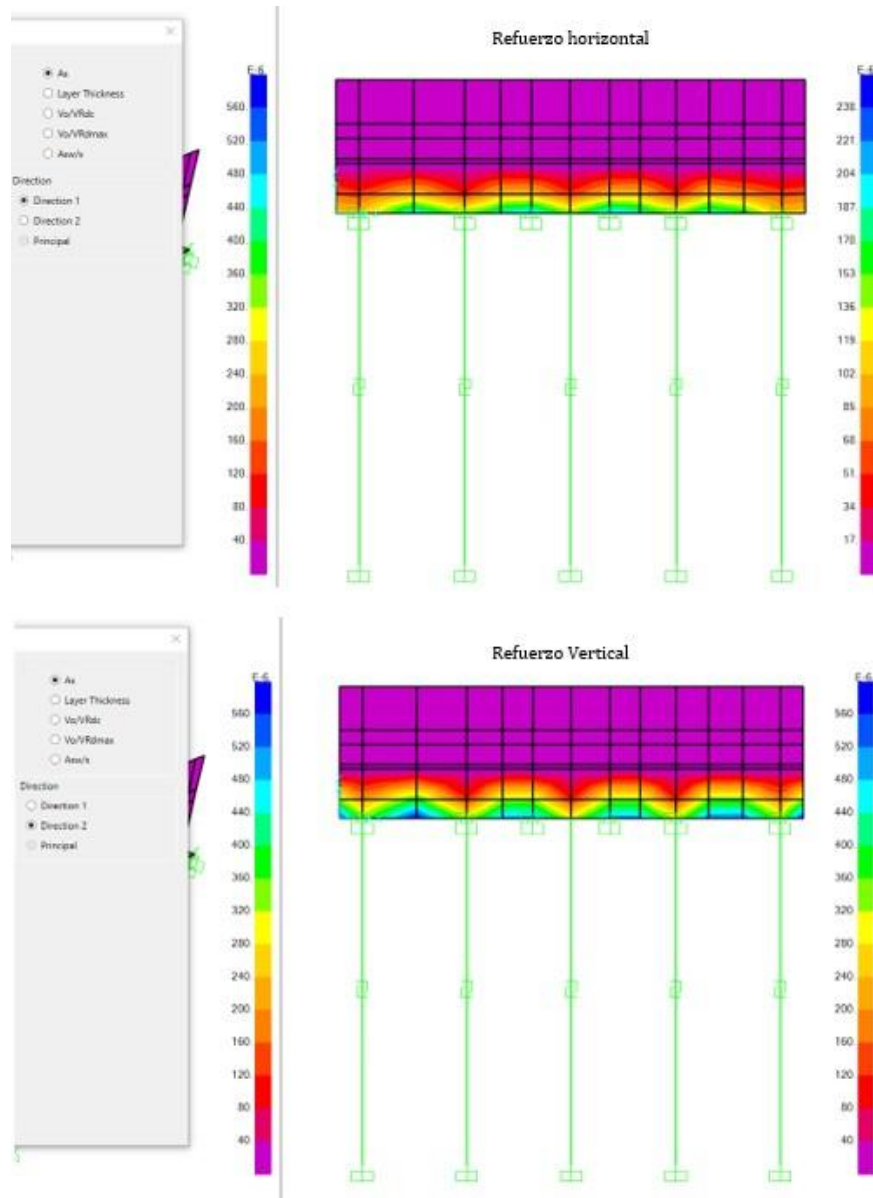


Figura 94. Modelo para el refuerzo horizontal (superior) y vertical (inferior) en la cara contra el terreno.

Verificación de diseño a cortante:

El máximo esfuerzo cortante sobre el elemento no supera 45,5 kN, como se muestra en la Figura 95.

El valor de esfuerzo cortante antes esbozado corresponde a 4,55 ton, los que al contrastar con los resistidos por el concreto se tiene:

V (ton)	Vn (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Refuerzo por cortante
4.55	6.07	19.95	-13.88	No requiere refuerzo

Lo anterior obedece a que el valor resistido de cortante por el concreto es de 28,82 ton superior al demandado de 4,55ton.

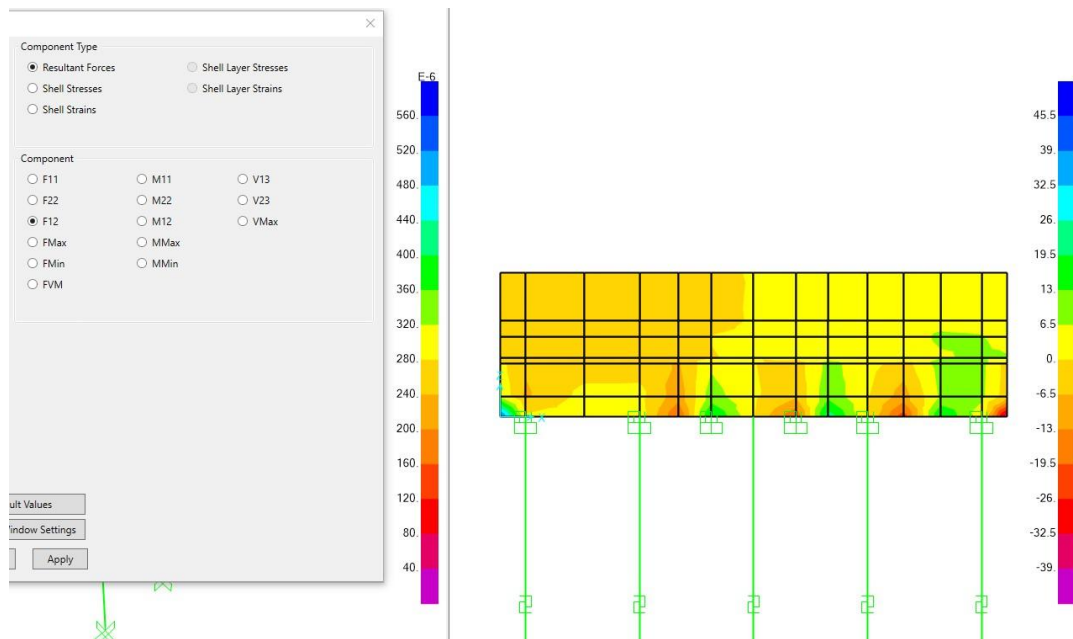


Figura 95. Esfuerzo cortante en la sección del vástago.

9.7.3 Zapata de cimentación.

Refuerzo longitudinal.

Para este caso se tomará como cuantía mínima la de 0.0033, por lo tanto, el acero mínimo de este elemento obedece al cálculo siguiente:

Cuantía mínima = 0.0033 de la sección bruta según capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10.

Sección de 0.40m; $As_{min} = 0,40 \text{ m} \cdot 0,0033 = 0,00132 \text{ [m}^2\text{/m]} = 13.2 \text{ cm}^2\text{/m}$

Refuerzo cara superior.

En la Figura 96 se observan los resultados del modelo para el refuerzo longitudinal de la capa superior, se demanda una cuantía de acero que no supera $1,36 \text{ cm}^2\text{/m}$ donde el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura. Igualmente se observa en la Figura 96 que, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección transversal de la capa superior, ya que el acero requerido por diseño es de $3,2 \text{ cm}^2\text{/m}$.

Refuerzo cara inferior de la zapata.

En la Figura 97 se muestran los resultados del modelo para el refuerzo longitudinal de la capa inferior, se demanda una cuantía de acero que no supera $5,60 \text{ cm}^2\text{/m}$; por tal razón, el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura. Igualmente se aprecia en la Figura 97 que, el refuerzo mínimo también

es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección transversal de la capa inferior, ya que el acero requerido por diseño es de $0,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

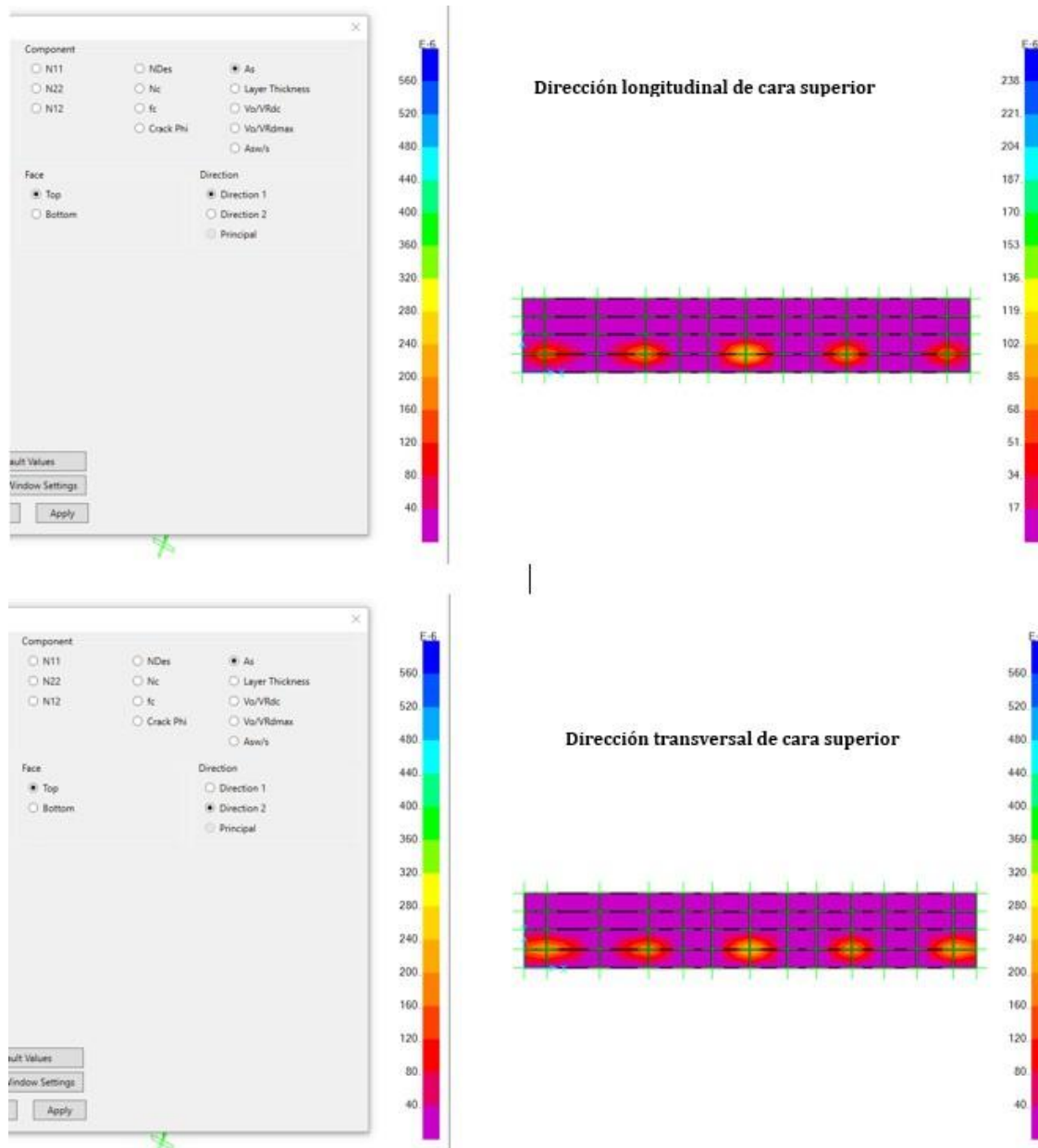


Figura 96. Mapa de colores acero demandado en la cara superior de la zapata de cimentación.

Para cubrir con el requerimiento del refuerzo mínimo correspondiente de $13,2 \text{ cm}^2/\text{m}$, se dispone de barras 7(5/8") espaciadas cada 14 cm (acero dispuesto en la sección $13,9 \text{ cm}^2/\text{m}$, en ambas direcciones (Longitudinal y transversal) tanto para la capa superior como para la inferior.

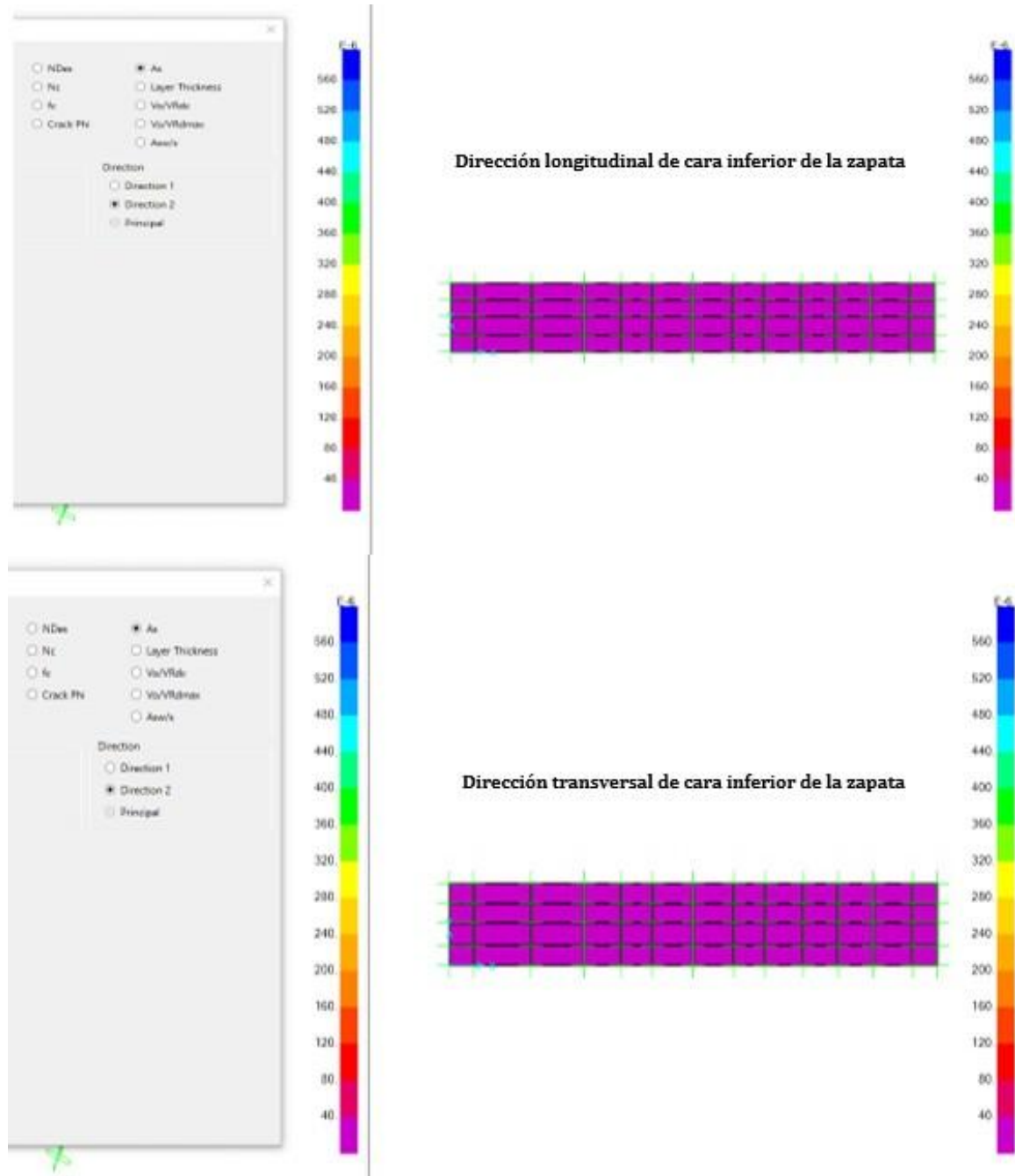


Figura 97. Mapa de colores acero demandado en la cara inferior de la zapata.

Verificación de diseño a cortante: Disposición refuerzo sección típica.

El máximo esfuerzo cortante sobre el elemento no supera los 32.5KN, como se muestra en la Figura 98:

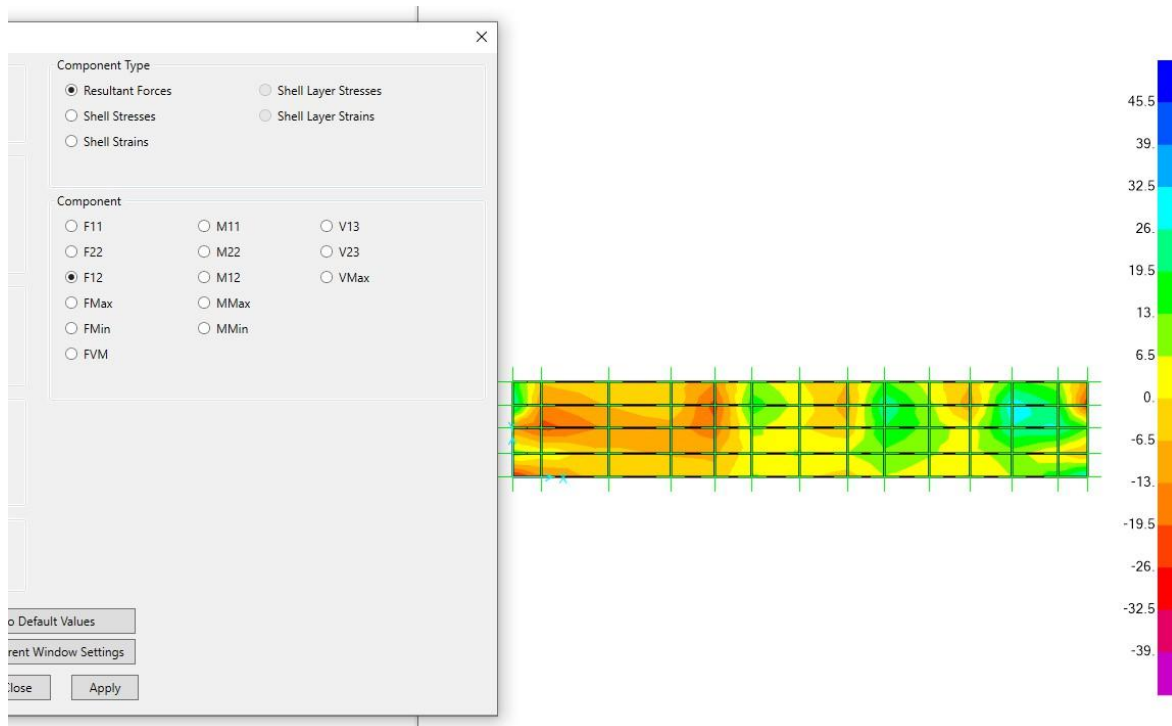


Figura 98. Mapa de colores esfuerzo cortante en losa de cimentación o zapata.

El valor de esfuerzo cortante antes esbozado corresponde a 3,25 ton, los que al contrastar con los resistidos por el concreto se tiene:

V (ton)	Vn (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Refuerzo por cortante
3,25	4,33	35,47	-31,14	No requiere refuerzo

Lo anterior obedece a que el valor resistido de cortante por el concreto es de 28,82 ton superior al demandado de 3,25 ton.

9.7.4 Verificación de conexión micropilote zapata

Pilote inclinado a 45°

Del análisis se obtienen las siguientes cargas de diseño:

De donde la condición máxima se encuentra con las reacciones de 48,22 horizontal y 48,3 vertical, para las que se realiza el chequeo de la conexión con el pilote. Se evalúa el comportamiento frente a las capacidades de diseño calculadas previamente para las parrillas de Ø 5/8" cada 14 cm con ganchos de 25 cm,

$$\phi F_{ns} = \phi V_{ns} = 124.74 \text{ KN.}$$

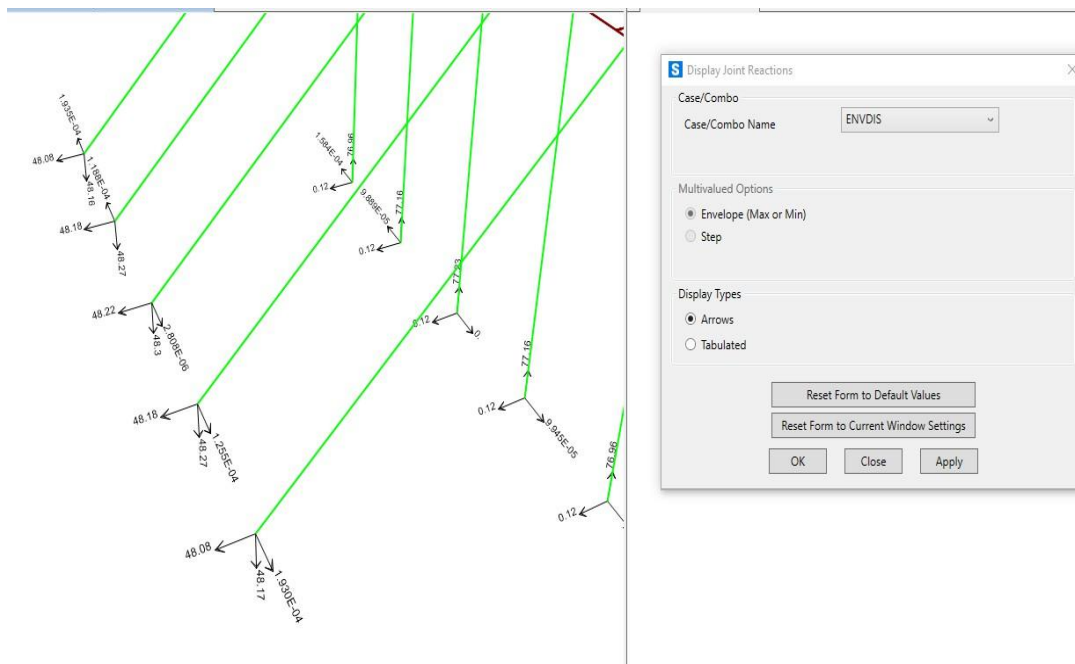


Figura 99. mapa de colores del esfuerzo cortante en la losa de cimentación o zapata,

Verificación por Componentes Individuales

- * Arrancamiento Vertical (Tracción):
- * Fuerza actuante última: $N_{ua} = 48.30 \text{ kN}$
- * Capacidad de diseño de la parrilla superior: $\phi F_{ns} = 124.74 \text{ kN}$ *

Estado: CUMPLE. El acero superior absorbe la tracción con holgura.

- * Desprendimiento Horizontal (cortante de Borde):
- * Fuerza actuante última: $V_{ua} = 48.22 \text{ kN}$
- * Capacidad de diseño de los ganchos perimetrales: $FV_{ns} = 124.74 \text{ kN}$

Estado: CUMPLE. Los ganchos de 25 cm confinan el concreto y evitan que el borde se fracture.

Verificación de la Interacción Combinada (Criterio Final)

Debido a que ambas fuerzas actúan simultáneamente en el espacio, la normativa exige verificar su interacción. Se evalúa bajo los dos criterios aceptados por los códigos de diseño:

Criterio 1: Interacción Lineal (el más conservador)

$$\text{Ratio} = (N_{ua}/F_{ns}) + (V_{ua}/FV_{ns}) = (48.3/124.74) + (48.22/124.74) = 0.773$$

Resultado: $0.773 \leq 1.0$ CUMPLE.

Criterio 2: Interacción Parabólica (Exponente 5/3, más realista según ensayos de ACI 318)

$$\text{Ratio} = (N_{ua}/F_{Fns})^{5/3} + (V_{ua}/F_{Vns})^{5/3} = (48,3/124,74)^{5/3} + (48,22/124,74)^{5/3} \\ = (0,387)^{5/3} + (0,386)^{5/3} = 0,407$$

Resultado: $0,407 \leq 1,0$ CUMPLE

Recomendaciones finales para la ejecución en obra:

Posición de la placa: Asegurar que la placa de anclaje de 20x20cm quede posicionada por debajo de la parrilla superior para que el cono de concreto empuje físicamente contra las barras de 5/8".

Cuidado en la perforación: Al ingresar la tubería o broca a 45°, se debe tener extremo cuidado de no cortar los ganchos de 25 cm ni las barras transversales de la zapata. Si el equipo choca contra el acero, es preferible desplazar sutilmente la inclinación unos pocos grados antes que rebanar la armadura perimetral.

Dado que se instalará el micropilote antes del vaciado de la zapata, se debe asegurar el cumplimiento del siguiente detalle constructivo crítico para que los cálculos de resistencia verificados se repliquen con éxito en la realidad:

Posicionamiento Mecánico Rígido

Durante el vaciado y vibrado del concreto, la mezcla ejerce un empuje hidrostático importante que puede mover, flotar o desviar elementos inclinados. Por lo tanto, la barra R32-280 junto con su placa de 20 × 20 cm deben quedar firmemente soldadas o amarradas con alambre estructural a las parrillas de Ø 5/8".

Esto se logra soldando, en condiciones de laboratorio, acero de 5/8 a la placa de 20 x 20 x 0,025 m en cada uno de sus extremos, extendiéndolos hasta el contacto con el gancho del acero de refuerzo transversal en dos de sus extremos y dos con la parrilla inferior en cada uno de los cuales se colocará un gancho de 15 cm que entrará en contacto con al menos dos varillas de acero (Dos en la cara vertical de la zapata y dos en la cara inferior), amarrar las cuatro varillas que conforman la araña al respectivo refuerzo de la zapata con alambre negro.

Pilote vertical.

Para el caso del micropilote vertical trabajando a compresión en el extremo opuesto, el sistema CUMPLE con todos los criterios de seguridad de la normativa colombiana (NSR-10). La combinación de la zapata de 40 cm, las parrillas de refuerzo y la presencia del vástago de 1 metro de altura elimina cualquier riesgo de falla por punzonamiento o aplastamiento bajo la carga última de 78 kN.

1. Verificación por Punzonamiento (Cortante Bidireccional)

El punzonamiento ocurre cuando una carga concentrada intenta "perforar" de forma cónica el bloque de concreto. Según las ecuaciones del Título C de la NSR-10 (C.11.12), se evalúa la resistencia del concreto de 28 MPa utilizando la placa de 20x20 cm como área cargada:

Peralte efectivo de la zapata (d): Para un espesor de 400 mm, descontando el recubrimiento y el acero de 5/8", el peralte útil es de 342mm.

* Perímetro crítico (b₀): La sección de falla se evalúa a una distancia de d/2 desde las caras de la placa, lo que genera un perímetro total de 2168,2 mm.

* Capacidad nominal al punzonamiento (F_{Vc}): El concreto por sí solo posee una capacidad de diseño de 971,2 kN.

Conclusión de Punzonamiento: F_{Vc} (971,2 kN) > N_{ua}(78,0 kN) El sistema trabaja a apenas el 8% de su capacidad por cortante bidireccional.

2. Verificación por Aplastamiento Local del Concreto

Debido a que el micropilote está a compresión, la placa de 20x20 cm presiona el concreto hacia adentro. Según la NSR-10 (C.22.5), la resistencia de diseño al aplastamiento se calcula como:

$$F_{Bn} = F_x \times 0,85 \times f'_c \times A_1 = 0,65 \times 0,85 \times 28 \times 40,000 = 618,8 \text{ kN}$$

Conclusión de Aplastamiento: F_{Bn} (618.8kN) > N_{ua} (78.0 kN). La placa de 2.5 cm de espesor tiene área suficiente para transferir la compresión sin triturar el concreto de 28 MPa.

3. Estabilidad Estructural del Micropilote DywiDrill (Compresión)

* Pandeo (Buckling): Al tratarse de un micropilote de 4,5 metros de longitud total completamente inyectado con lechada de 3500 PSI directamente en el suelo, el riesgo de pandeo lateral se considera despreciable según la FHWA, dado que el terreno circundante (incluso si es blando) provee el soporte lateral continuo necesario.

* Capacidad de la Barra: La barra R32-280 tiene una sección de acero maciza que soporta cargas superiores a los 200 kN a compresión pura, por lo que los 78 kN actúan dentro del rango elástico seguro del acero.

Muro tipo II: H=2.7m

La estructura propuesta y sus cargas se observan en la siguiente Figura 87, cuenta con micropilotes de diámetro 0,2 m dispuestos en dos filas, espaciadas a diferentes distancias, sobre los que supra yace la zapata de cimentación de espesor 0.4m con

ancho de 1,25m y sobre esta a su vez se encuentra el vástago que soporta las cargas horizontales indicadas previamente. Se acota que las cargas mostradas en la figura corresponden con las descritas en el numeral 1,2 de la siguiente manera:

- *E1: parte de la carga dinámica, EQ la cual se adiciona a la carga E4 de figura 3 para completar el componente dinámico correspondiente al aporte inercial de la masa de suelo.*
- *E2 = LS sobre carga generada por los vehiculos que circulan sobre la vía.*
- *E3 = EH Empuje de suelos*
- *E4 = Componente sísmica corresponde a la inercia del vástago del muro La cual se adiciona a E1 completando el valor de EQ.*

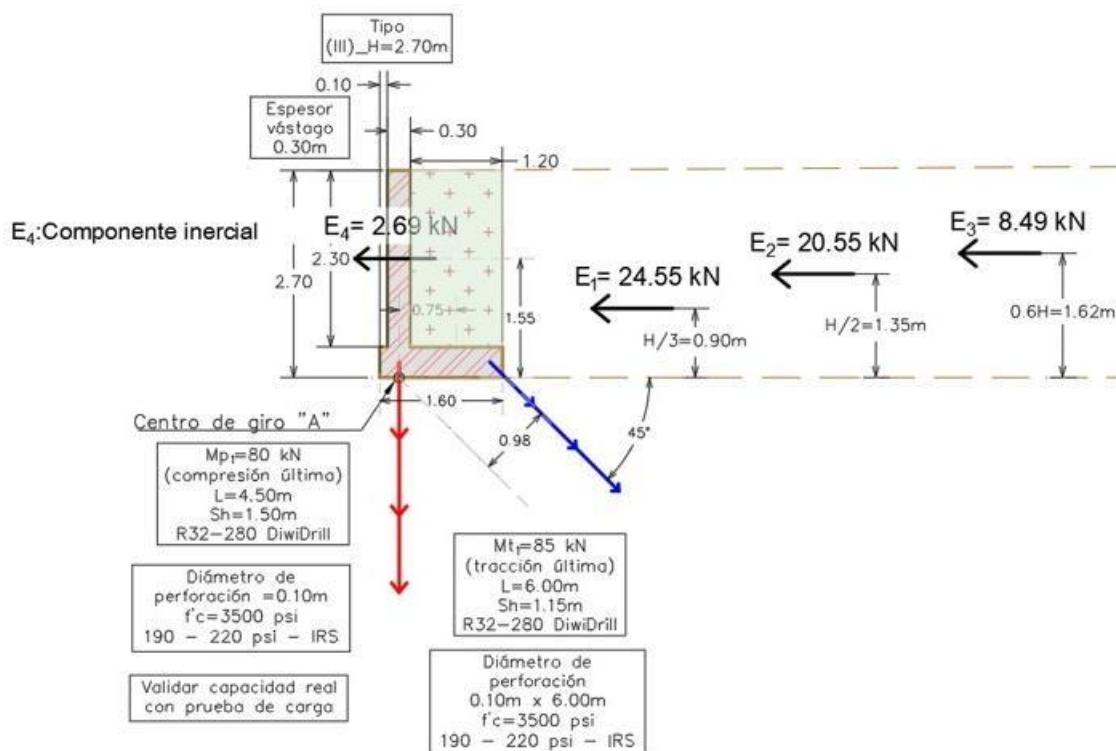


Figura 100. Muro con micropilotes disposición dimensiones y cargas.

En la Figura 100 puede observar la geometría y disposición de los micropilotes; en la Tabla 32 se anotan sus características.

Tabla 32. Características de los micropilotes Muro Tipo II

Característica	Pilotes inclinados	Pilotes verticales
Ubicación	hacia el extremo interior del muro	debajo del vástago del muro de contención
Diámetro	0,2 m	0,2 m

Longitud	6,0 m	4,5 m
Ángulo de inclinación respecto a la horizontal	45°	90°
Máxima capacidad a tracción	85 KN	
Máxima capacidad a compresión		80KN
Separación entre pilotes inclinados	1,3 m	1,5 m
Concreto f_c	3500 psi=24MPa	3500psi=24MPa

Para el análisis de la estructura fue utilizado el programa SAP2000, teniendo en cuenta los parámetros y consideraciones del suelo definidos en la sección de geotecnia y la geometría mencionada en esta sección. Se tomaron tramos modulares de una longitud de 6 m con sus respectivas juntas, por ende, el análisis en SAP2000, se realizó para un tramo con esta longitud como se muestra en la Figura 88, adicionalmente y en cumplimiento del título C.23 de la norma NSR-10 la cuantía mínima es la de menor valor para esta longitud de muro.

De igual manera que el caso anterior se debe colocar posicionador rígido.

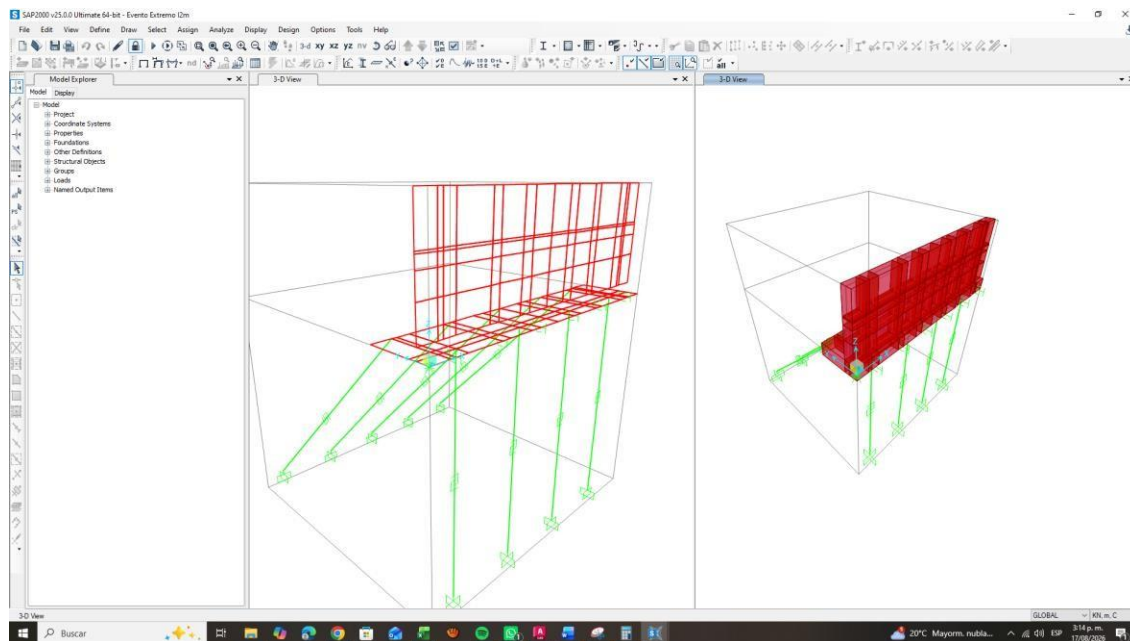


Figura 101. Modelo del muro tipo II en SAP2000

9.7.5 Verificación de las condiciones de servicio.

En concordancia con las cargas de servicio se debe adelantar la verificación de tres aspectos principalmente, los cuales se detallan a continuación.

Se recalca que el modelo anterior se fundamenta en las experiencias anteriores en campo obtenidas en las intervenciones anteriores adelantadas en el río Aburrá

(Medellín), el cual fue refinado con el asesoramiento del componente geotécnico con quien se adelantaron estos ensayos y ha estudiado ampliamente el comportamiento plástico verificando las condiciones específicas incluidas en el ejercicio de diseño. Por lo anterior se plantea por el componente geotécnico la necesaria verificación con ensayos reales.

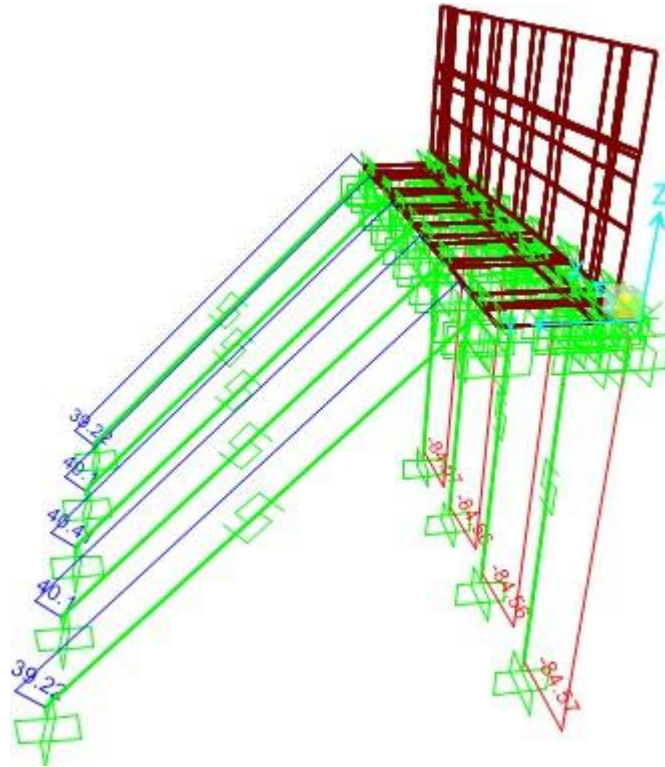


Figura 102. Cargas axiales en micropilotes bajo condiciones de servicio.

La Figura 102 , indica la carga axial soportada por los micropilotes, siendo este el primer chequeo en cuanto a las condiciones de servicio, con las condiciones descritas contenidas en el párrafo anterior.

Carga a Tracción (Pilotes inclinados) Demandado=41 kN < capacidad=60 kN y compresión (pilotes verticales) Demandado=84.6 kN< Capacidad=85 kN, con lo que se está cumpliendo con los máximos establecidos.

La Figura 103 indica deformación en la zapata que actúa como parte de la cimentación, es cercana a 4,90 mm, siendo este es el segundo chequeo en cuanto a las condiciones de servicio, siendo este valor aceptable de común acuerdo con el componente geotécnico.

El tercer ítem por verificar es el que corresponde a la verificación de las presiones de contacto de la estructura que no debe superar la capacidad admisible desde el modelo estructural; para este propósito se tiene la Figura 104:

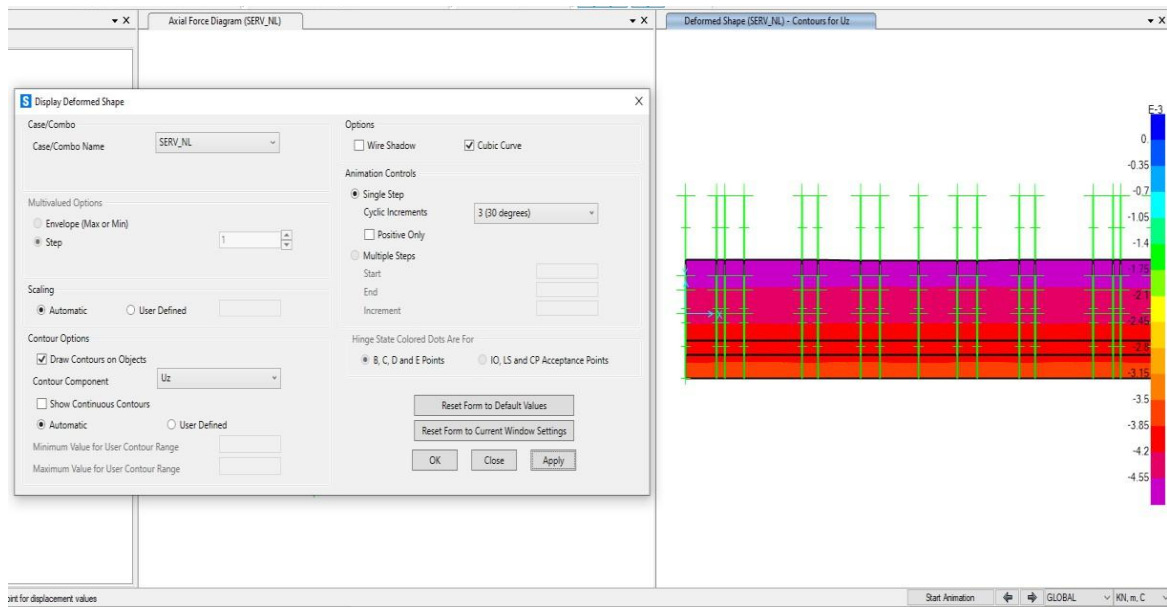


Figura 103. Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.

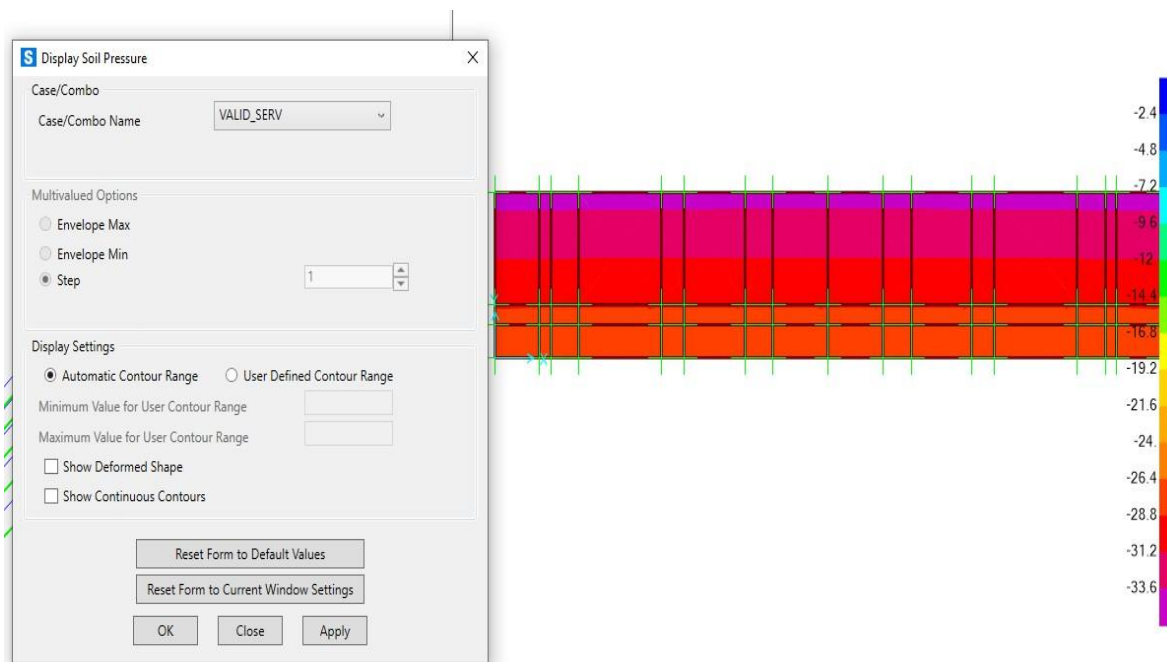


Figura 104. Presión del suelo ejercida por las estructuras.

De la imagen anterior se denota que los esfuerzos que se presentan no superan los 40 kPa o 40 kN/m² inferiores a 392 kPa dados del componente geotécnico como capacidad de soporte máximo en condiciones de servicio.

9.7.6 Diseño Vástago del muro.

Cuantía mínima y recubrimiento.

El capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10, hace referencia a la mínima cuantía necesaria para cumplir con los requerimientos de retracción de fraguado y refracción por temperatura (Tabla 31). En este caso se prevé tener juntas de construcción en los muros cada 6 m, según la Tabla 31, la cuantía mínima con la cual se debe trabajar es 0,003 para la sección bruta.

Para definir el recubrimiento es necesario verificar lo estipulado en la norma en el capítulo C.23-C.7.7, la cual remite a la tabla C.23-C.7.7.1 (NSR10) donde se presentan los que se deben a emplear en estructuras ambientales, por lo que dadas las condiciones de flujo que hay en la zona y a la condición de trabajo real de las diferentes partes de la estructura en contacto con tierra o a la intemperie, se dispone un recubrimiento de 75 mm.

Refuerzo cara expuesta al río.

Cuantía mínima = 0,003 de la sección bruta según capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10.

Sección de 0,30m $As_{min} = 0,30m \cdot 0,003 = 0,0009 [m^2/m] = 9 \text{ cm}^2/m$

En la Figura 105 se observan los resultados del modelo para el refuerzo horizontal de la cara expuesta al río, requiere de cuantía de acero que no supera $1,2 \text{ cm}^2/m$ donde el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura.

Así mismo se observa que, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección vertical del muro, para la cara expuesta al río, ya que el acero requerido por diseño es de $3,4 \text{ cm}^2/m$

Refuerzo de cara contra el terreno.

En la Figura 106 se puede observar el resultado del análisis, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos del muro en la cara contra el terreno en dirección horizontal, lo anterior debido a que el acero requerido por diseño no supera $13 \text{ cm}^2/m$.

En la misma figura se observa que el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección vertical del muro, en la cara contra el terreno. Lo descrito puede asumirse en virtud de que el acero requerido por diseño en este caso no supera los $4,9 \text{ cm}^2/m$

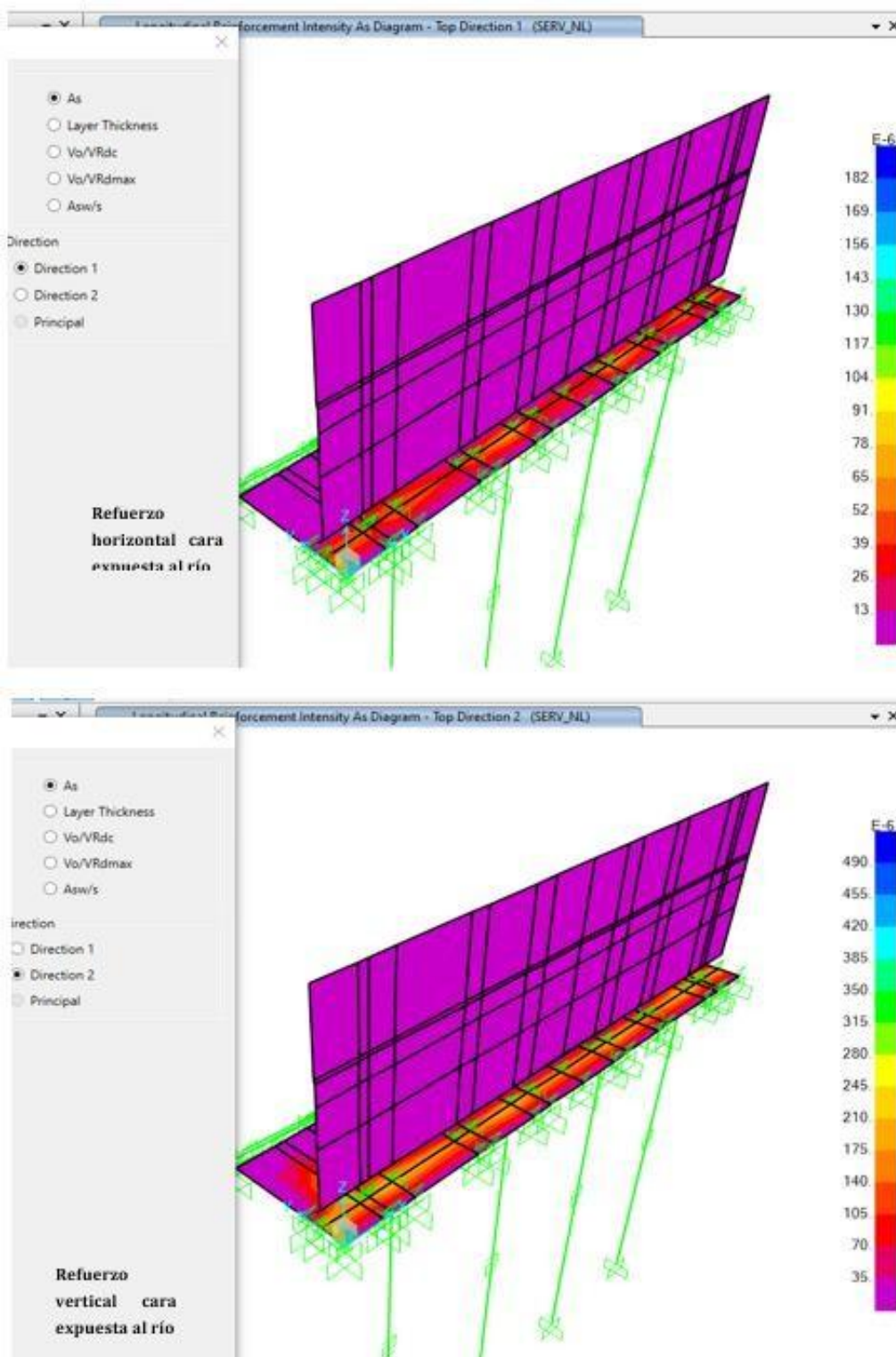


Figura 105. Modelo de refuerzo del vástago del muro en la cara expuesta al río

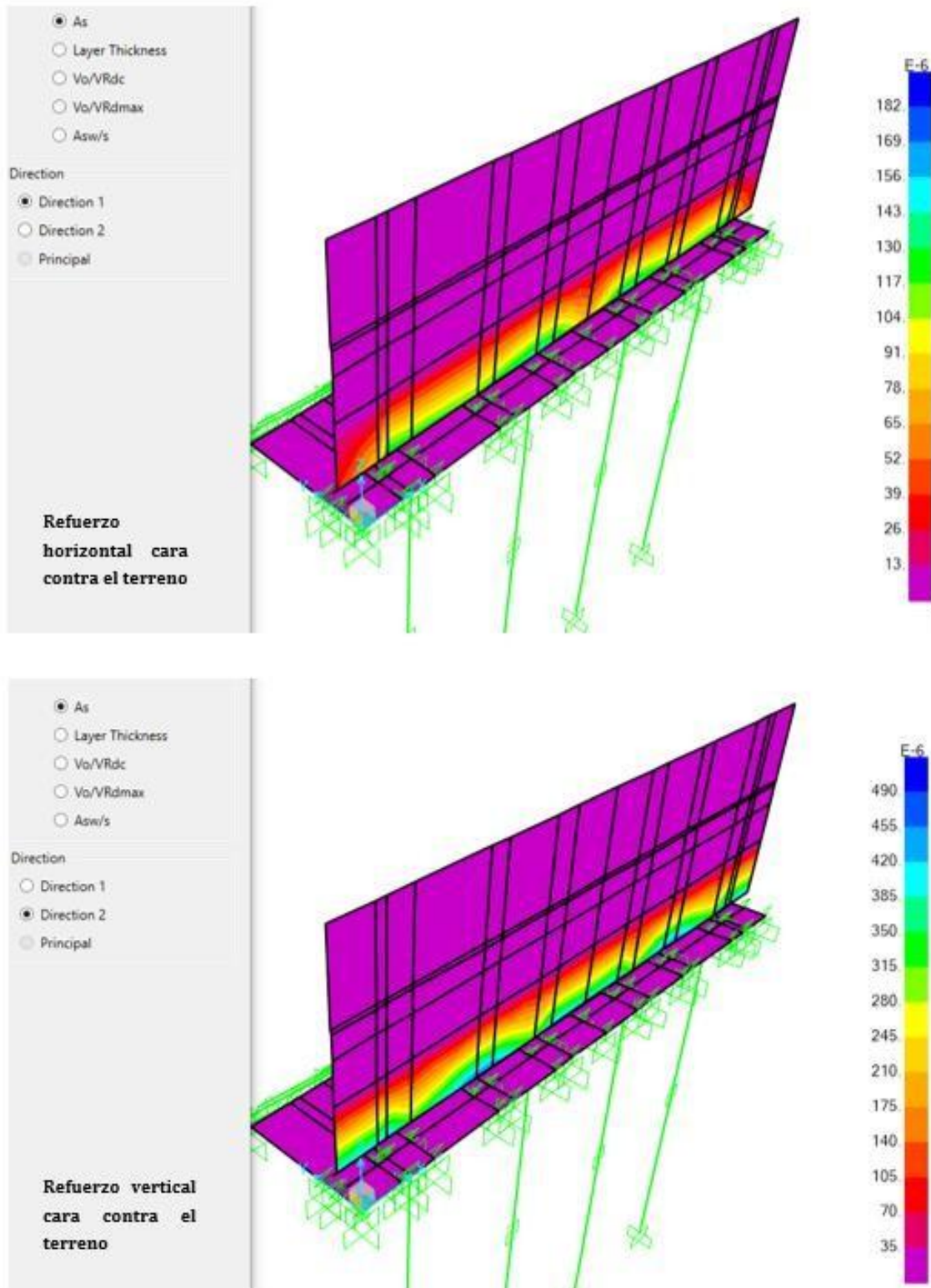


Figura 106. Modelo para el refuerzo vertical cara contra el terreno.

Disposición refuerzo sección típica.

Para cubrir con el requerimiento del refuerzo mínimo correspondiente a $9 \text{ cm}^2/\text{m}$, se dispone de barras #8 (1/2") espaciadas cada 12,5 cm, en ambas direcciones (vertical y horizontal) tanto para la cara expuesta al río como la cara expuesta al terreno.

Verificación de diseño a cortante:

El máximo esfuerzo cortante sobre el elemento no supera 33 kN, Figura 107.

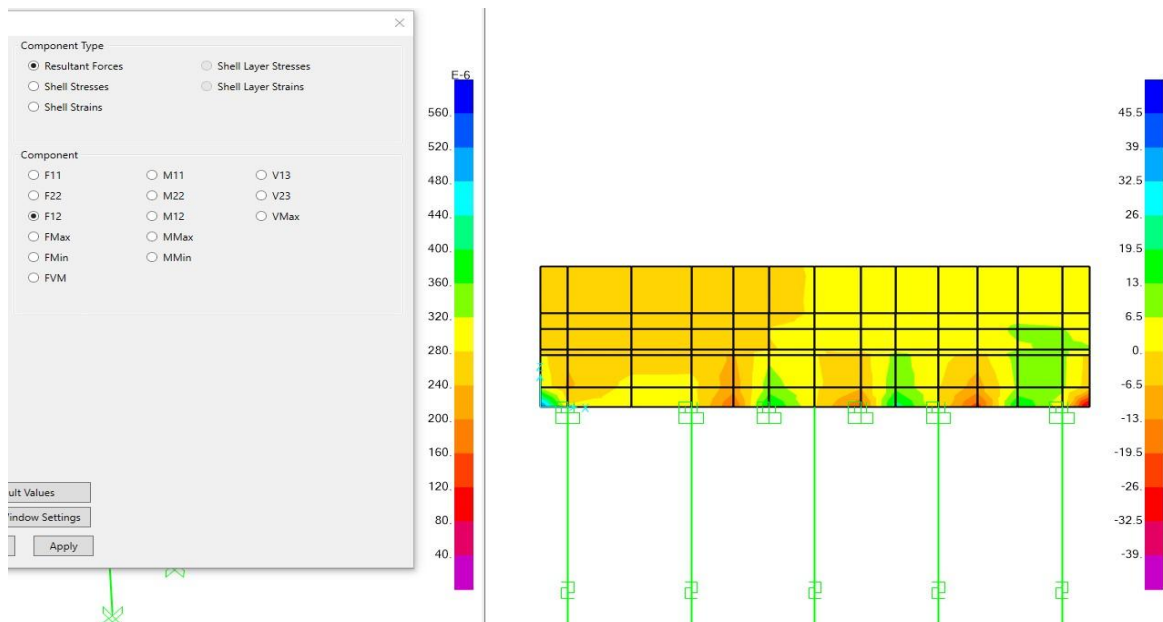


Figura 107. Esfuerzo cortante en la sección del vástago.

El valor de esfuerzo cortante antes esbozado corresponde a 4,55 ton, los que al contrastar con los resistidos por el concreto se tiene:

V (ton)	Vn (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Refuerzo por cortante
3.3	6.07	19.95	-13.88	No requiere refuerzo

Lo anterior obedece a que el valor resistido de cortante por el concreto es de 28.82ton superior al demandado de 4,55 ton.

9.7.7. Zapata de cimentación.

Refuerzo longitudinal.

Para este caso se tomará como cuantía mínima la de 0.0033, por lo tanto, el acero mínimo de este elemento obedece al cálculo siguiente:

Cuantía mínima = 0,0033 de la sección bruta según capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10.

Sección de 0,40m $As_{min} = 0,40\text{m} \times 0,0033 = 0,00132 \text{ [m}^2/\text{m]} = 13,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Refuerzo cara superior.

En la Figura 108 se puede observar los resultados del modelo para el refuerzo longitudinal de la capa superior, se demanda una cuantía de acero que no supera los $0,78 \text{ cm}^2/\text{m}$ donde el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura. Se aprecia en la misma figura que, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección transversal de la capa superior, ya que el acero requerido por diseño es de $2,45 \text{ cm}^2/\text{m}$

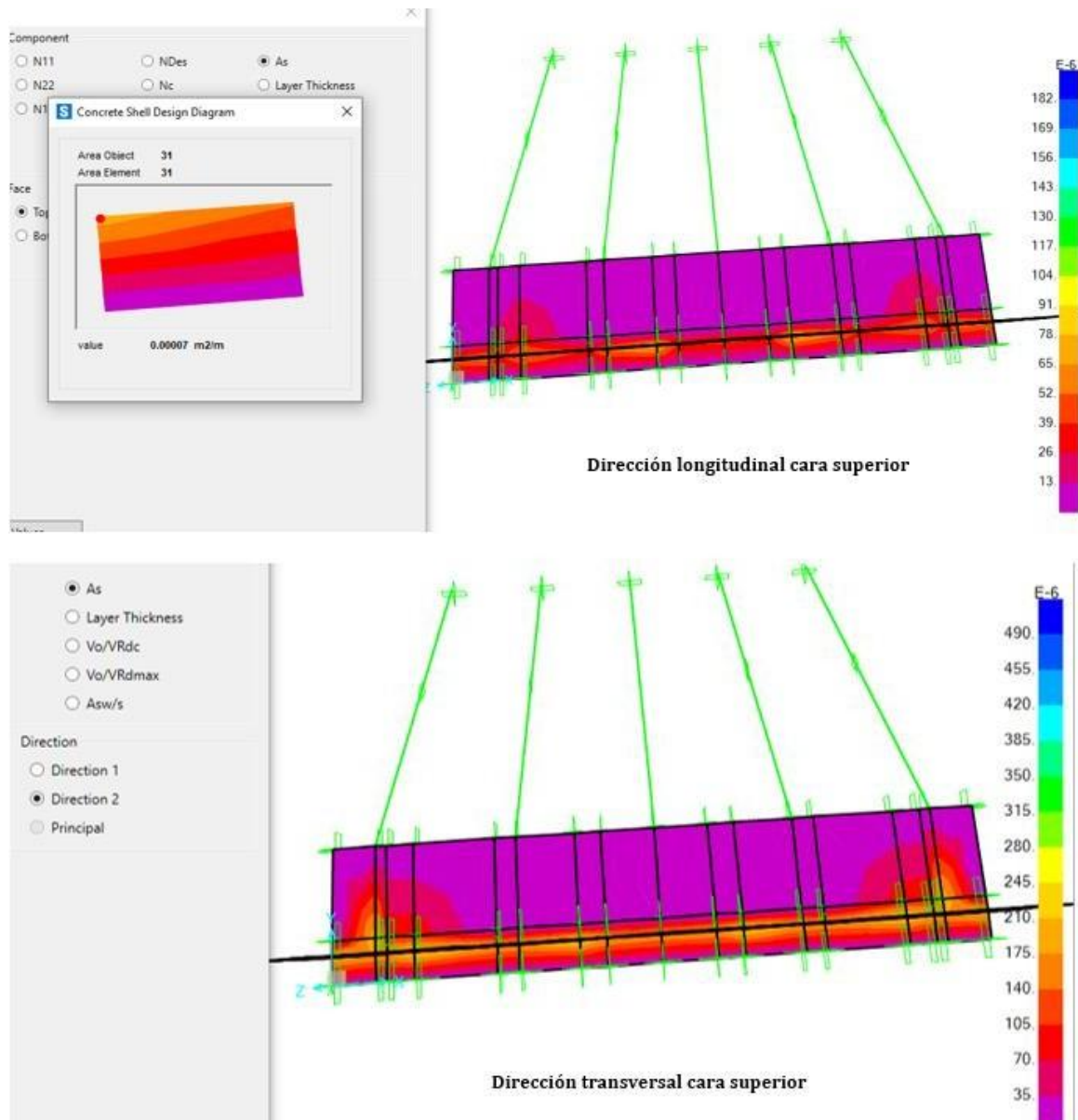


Figura 108. Mapa de colores acero demandado en la cara superior de la zapata de cimentación.

Refuerzo cara inferior de la zapata.

En la Figura 109 se observan los resultados del modelo para el refuerzo longitudinal de la capa inferior, se demanda una cuantía de acero que no supera los $2,45 \text{ cm}^2/\text{m}$, por tal razón el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura.

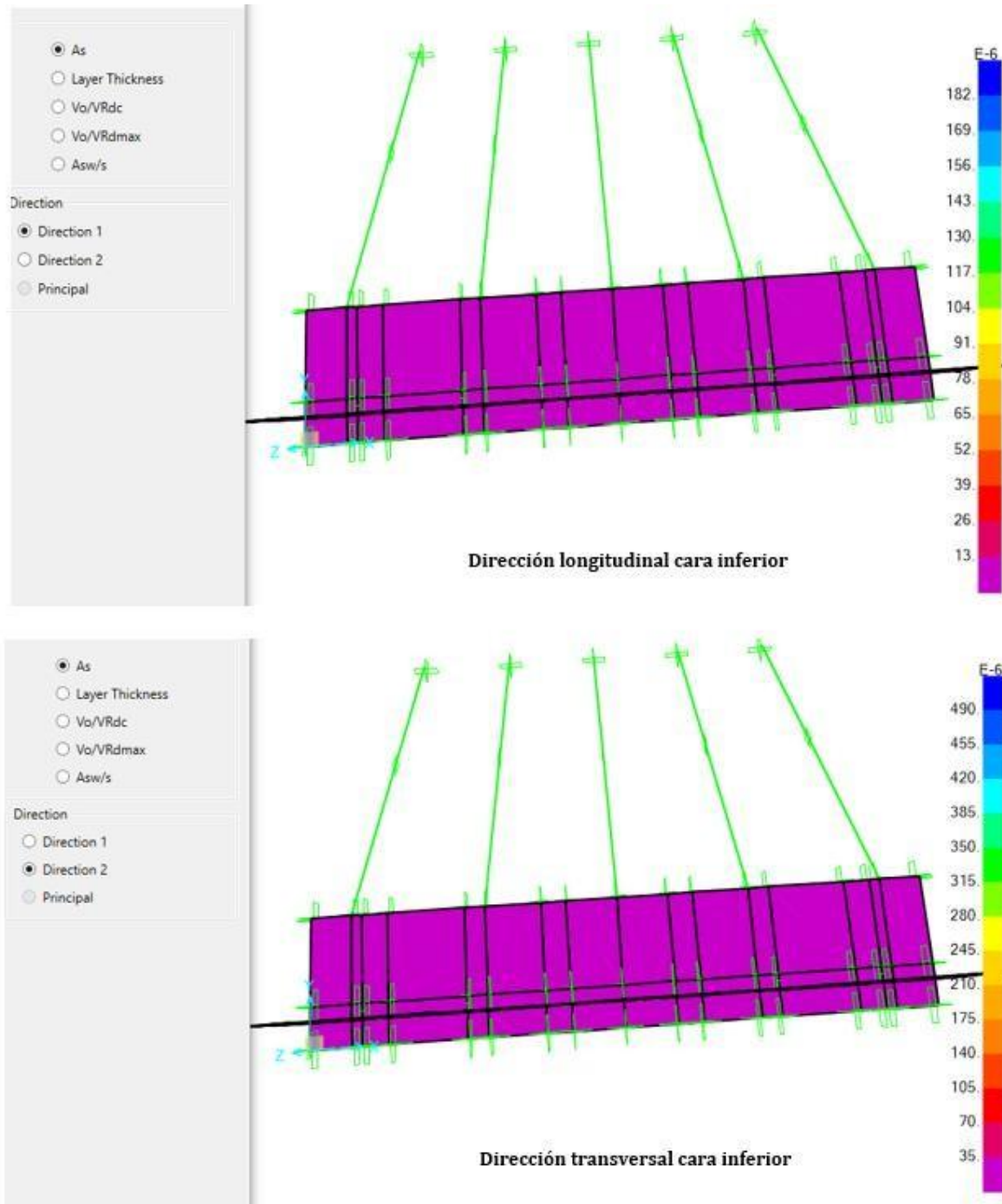


Figura 109. Mapa de colores acero demandado en la cara inferior de la zapata de cimentación.

Se aprecia en la Figura 109 que, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección transversal de la capa inferior, ya que el acero requerido por diseño es de $0,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Disposición refuerzo sección típica.

Para cubrir con el requerimiento del refuerzo mínimo correspondiente de $13,2 \text{ cm}^2/\text{m}$, se dispone de barras 7(5/8") espaciadas cada 14 cm (acero dispuesto en la sección $13,9 \text{ cm}^2/\text{m}$, en ambas direcciones (Longitudinal y transversal) tanto para la capa superior como para la inferior.

Verificación de diseño a cortante:

El máximo esfuerzo cortante sobre el elemento no supera los 66 kN, como se muestra en la Figura 110. El valor de esfuerzo cortante antes esbozado corresponde a 6,6 ton, los que al contrastar con los resistidos por el concreto se tiene:

V (ton)	Vn (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Refuerzo por cortante
6.6	4,33	35,47	-31,14	No requiere refuerzo

Lo anterior obedece a que el valor resistido de cortante por el concreto es de 35,47 ton superior al demandado de 6,6 ton.

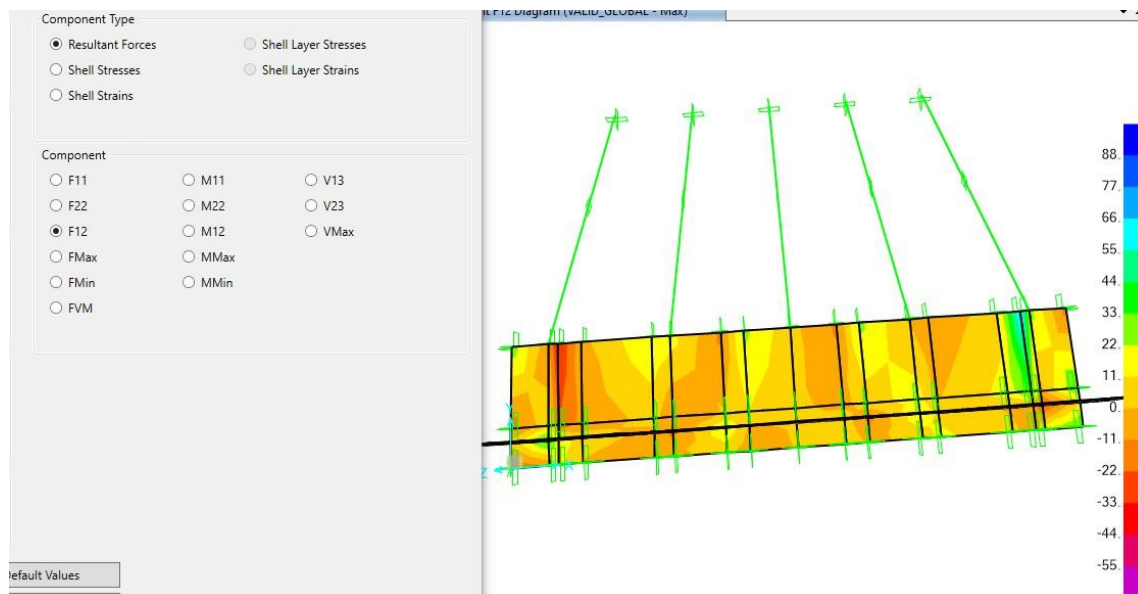


Figura 110. Esfuerzo cortante en la sección de losa de cimentación o zapata, mapa de colores.

9.7.8 Verificación de conexión micropilote zapata

Del análisis se obtienen las siguientes cargas de diseño (Figura 111) de donde la condición máxima se encuentra con las reacciones de 50,20 kN horizontal y 50,20 kN vertical, para las que se realiza el chequeo de la conexión con el pilote


$$\emptyset Fns = \emptyset Vns = 124,74kN.$$

- * Arrancamiento Vertical (Tracción):
- * Fuerza actuante última: $N_{ua} = 50,20 \text{ kN}$
- * Capacidad de diseño de la parrilla superior: $\phi F_{ns} = 124,74 \text{ kN}$ *

- * Desprendimiento Horizontal (Cortante de Borde):
- * Fuerza actuante última: $V_{ua} = 50,20 \text{ kN}$
- * Capacidad de diseño de los ganchos perimetrales: $F_{Vns} = 124,74 \text{ kN}$

Verificación de la Interacción Combinada (Criterio Final)

Criterio 1: Interacción Lineal (El más conservador)

$$\text{Ratio} = (Nua/FFns) + (Vua/FVns) = (50,20/124,74) + (50,2/124,74) = 0,40 + 0,40 = 0,8$$

Resultado: $0,80 \leq 1,0$ CUMPLE.

Criterio 2: Interacción Parabólica (Exponente 5/3, más realista según ensayos de ACI 318)

$$\text{Ratio} = (Nua/FFns)^{5/3} + (Vua/FVns)^{5/3} = (50,2/124,74)^{5/3} + (50,2/124,74)^{5/3} = (0,4)^{5/3} + (0,4)^{5/3} = 0,44$$

*Resultado: $0,44 \leq 1,0$ CUMPLE

Recomendaciones finales para la ejecución en obra:

Posición de la placa: Asegurar que la placa de anclaje de 20x20 cm quede posicionada por debajo de la parrilla superior para que el cono de concreto empuje físicamente contra las barras de 5/8".

Cuidado en la perforación: Al ingresar la tubería o broca a 45°, se debe tener extremo cuidado de no cortar los ganchos de 25 cm ni las barras transversales de la zapata. Si el equipo choca con el acero, es preferible desplazar sutilmente la inclinación unos pocos grados antes que rebanar la armadura perimetral.

Dado que se instalará el micropilote antes del vaciado de la zapata, se debe asegurar el cumplimiento del siguiente detalle constructivo crítico para que los cálculos de resistencia verificados se repliquen con éxito en la realidad:

Posicionamiento Mecánico Rígido

Durante el vaciado y vibrado del concreto, la mezcla ejerce un empuje hidrostático importante que puede mover, flotar o desviar elementos inclinados.

Por lo tanto, La barra R32-280 junto con su placa de 20 × 20 cm deben quedar firmemente soldadas o amarradas con alambre estructural a las parrillas de Ø 5/8".

Esto se logra soldando, en condiciones de laboratorio, acero de 5/8 a la placa de 20x20x0,025m en cada uno de sus extremos, extendiéndolos hasta el contacto con el gancho del acero de refuerzo transversal en dos de sus extremos y dos con la parrilla inferior en cada uno de los cuales se colocará un gancho de 15cm que entrará en contacto con al menos dos varillas de acero (Dos en la cara vertical de la zapata y dos en la cara inferior), amarrar las cuatro varillas que conforman la araña al respectivo refuerzo de la zapata con alambre negro.

PILOTE VERTICAL.

Para el caso del micropilote vertical trabajando a compresión en el extremo opuesto, el sistema CUMPLE con todos los criterios de seguridad de la normativa colombiana

(NSR-10). La combinación de la zapata de 40 cm, las parrillas de refuerzo y la presencia del vástago de 1 metro de altura elimina cualquier riesgo de falla por punzonamiento o aplastamiento bajo la carga última de 89 kN.

1. Verificación por Punzonamiento (Cortante Bidireccional)

El punzonamiento ocurre cuando una carga concentrada intenta "perforar" de forma cónica el bloque de concreto. Según las ecuaciones del Título C de la NSR-10 (C.11.12), se evalúa la resistencia del concreto de 28 MPa utilizando la placa de 20x20 cm como área cargada:

Peralte efectivo de la zapata (d): Para un espesor de 400 mm, descontando el recubrimiento y el acero de 5/8", el peralte útil es de 342mm.

* Perímetro crítico (b_o): La sección de falla se evalúa a una distancia de $d/2$ desde las caras de la placa, lo que genera un perímetro total de 2168,2mm.

* Capacidad nominal al punzonamiento (F_{Vc}): El concreto por sí solo posee una capacidad de diseño de 971,2 kN.

Conclusión de Punzonamiento: F_{Vc} (971,2 kN) > N_{ua} (89 kN) El sistema trabaja a apenas el 9% de su capacidad por cortante bidireccional.

2. Verificación por Aplastamiento Local del Concreto

Debido a que el micropilote está a compresión, la placa de 20x20cm presiona el concreto hacia adentro. Según la NSR-10 (C.22.5), la resistencia de diseño al aplastamiento se calcula como:

$$F_{Bn} = F_c \times 0,85 \times f'_c \times A_1 = 0,65 \times 0,85 \times 28 \times 40,000 = 618,8 \text{ kN}$$

Conclusión de Aplastamiento: F_{Bn} (618,8 kN) > N_{ua} (89 kN). La placa de 2,5 cm de espesor tiene área suficiente para transferir la compresión sin triturar el concreto de 28 MPa.

3. Estabilidad Estructural del Micropilote DywiDrill (Compresión)

* Pandeo (Buckling): Al tratarse de un micropilote de 4.5 metros de longitud total completamente inyectado con lechada de 3500 PSI directamente en el suelo, el riesgo de pandeo lateral se considera despreciable según la FHWA, dado que el terreno circundante (incluso si es blando) provee el soporte lateral continuo necesario.

* Capacidad de la Barra: La barra R32-280 tiene una sección de acero maciza que soporta cargas superiores a los 200 kN a compresión pura, por lo que los 78 kN actúan dentro del rango elástico seguro del acero.

De igual manera que el caso anterior se debe colocar posicionador rígido.

Muro tipo III: H=2,9 m

La estructura propuesta y sus cargas se observan en la siguiente Figura 87, cuenta con micropilotes de diámetro 0,2 m dispuestos en dos filas, espaciadas a diferentes distancias, sobre los que supra yace la zapata de cimentación de espesor 0,4m con ancho de 1.60m y sobre esta a su vez se encuentra el vástago que soporta las cargas horizontales indicadas previamente. Se acota que las cargas mostradas en la figura corresponden con las descritas en el numeral 1,2 de la siguiente manera:

- E_1 = Parte de la carga dinámica, EQ la cual se adición a la carga E_4 de la figura 3 para completar el componente dinámico correspondiente al aporte inercial de la masa de suelo.
- E_2 = LS sobre carga generada por los vehiculos que circulan sobre la vía.
- E_3 = EH Empuje de suelos
- E_4 = omponente sísmica corresponde a la inercia del vástago del muro la cual se adiciona a E_1 completando el valor de EQ.

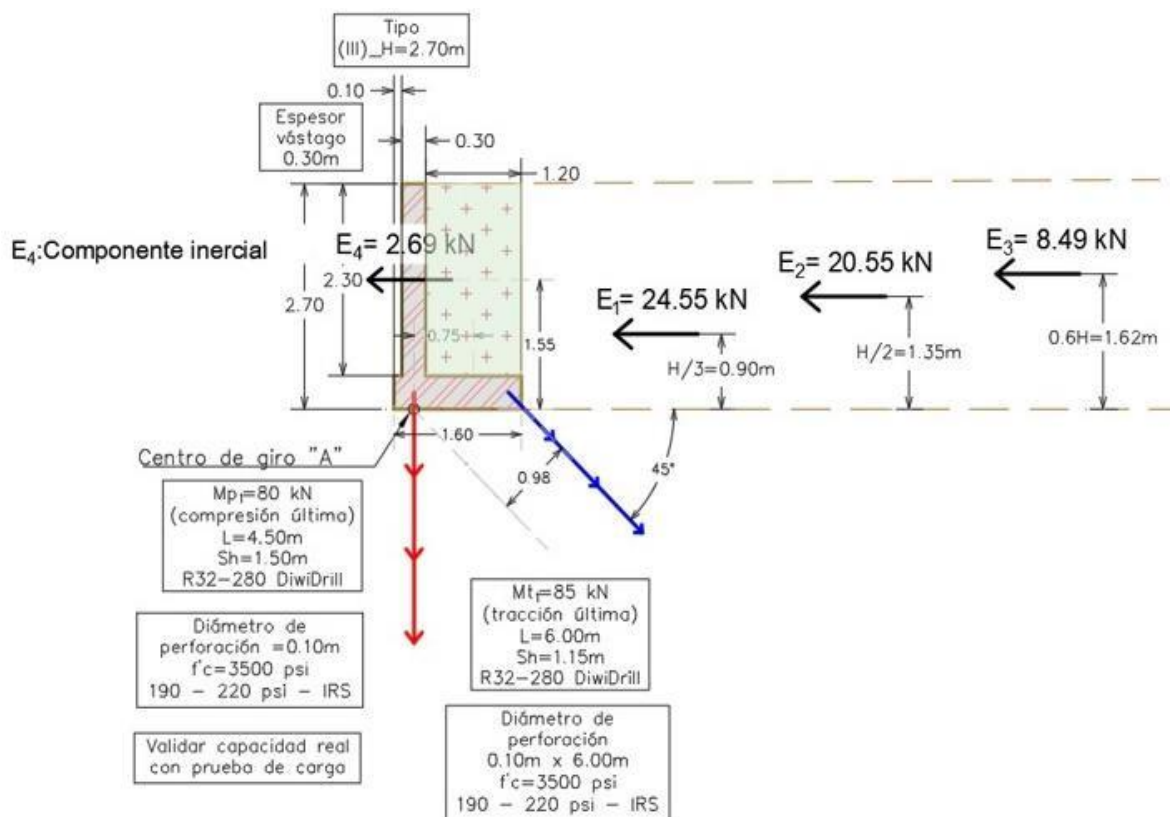


Figura 112. Muro con micropilotes disposición dimensiones y cargas.

En la Figura 112 se muestra la geometría y disposición de los micropilotes y en la tabla MM se muestran las características del grupo de micropilotes.

Tabla 33. Características de los micropilotes Muro Tipo III

Característica	Pilotes inclinados	Pilotes verticales
Ubicación	hacia el extremo interior del muro	debajo del vástago del muro de contención
Diámetro	0,2 m	0,2 m
Longitud	6,0 m	4,5 m
Ángulo de inclinación respecto a la horizontal	45°	90°
Máxima capacidad a tracción	85 KN	
Máxima capacidad a compresión		80KN
Separación entre pilotes inclinados	1,15 m	1,5 m
Concreto f_c	3500 psi=24MPa	3500psi=24MPa

Para el análisis de la estructura fue utilizado el programa SAP2000, teniendo en cuenta los parámetros y consideraciones del suelo definidos en la sección de geotecnia y la geometría mencionada en esta sección. Se tomaron tramos modulares de una longitud de 6 m con sus respectivas juntas, por ende, el análisis en SAP2000, se realizó para un tramo con esta longitud como se muestra en la Figura 88, adicionalmente y en cumplimiento del título C.23 de la norma NSR-10 la cuantía mínima es la de menor valor para esta longitud de muro.

De igual manera que el caso anterior se debe colocar posicionador rígido.

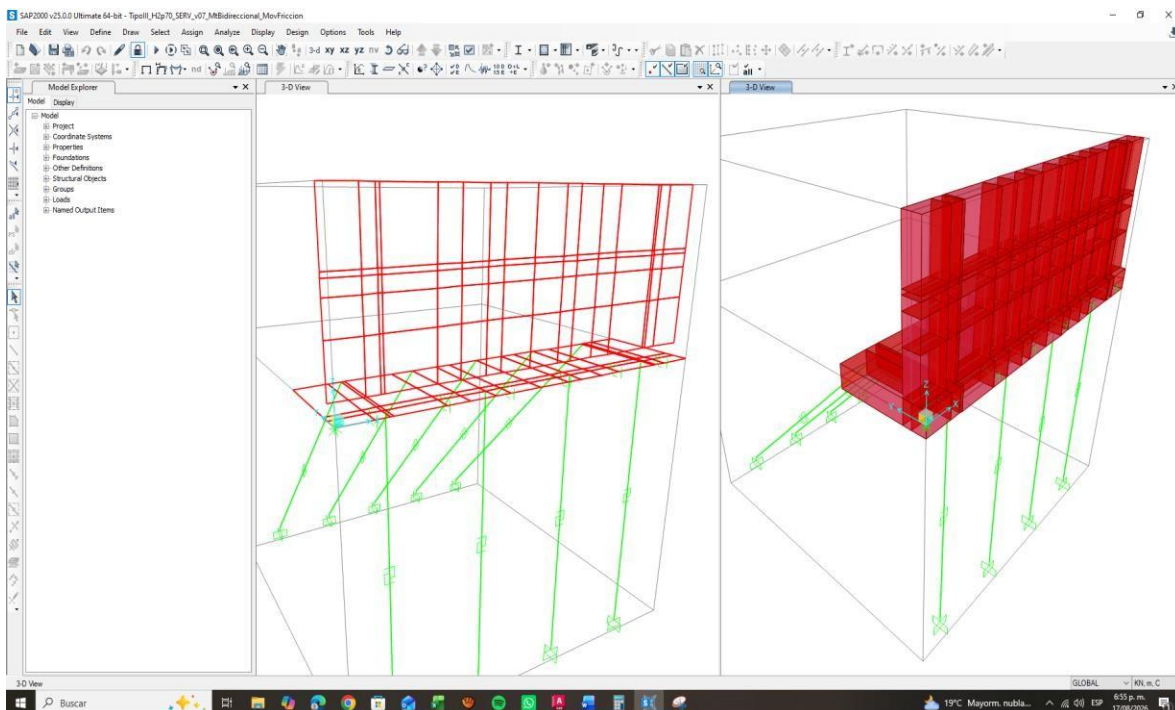


Figura 113. Modelo en SAP2000 de Muro tipo III

9.7.9 Verificación de las condiciones de servicio.

En concordancia con las cargas de servicio se debe adelantar la verificación de tres aspectos principalmente, los cuales se detallan a continuación.

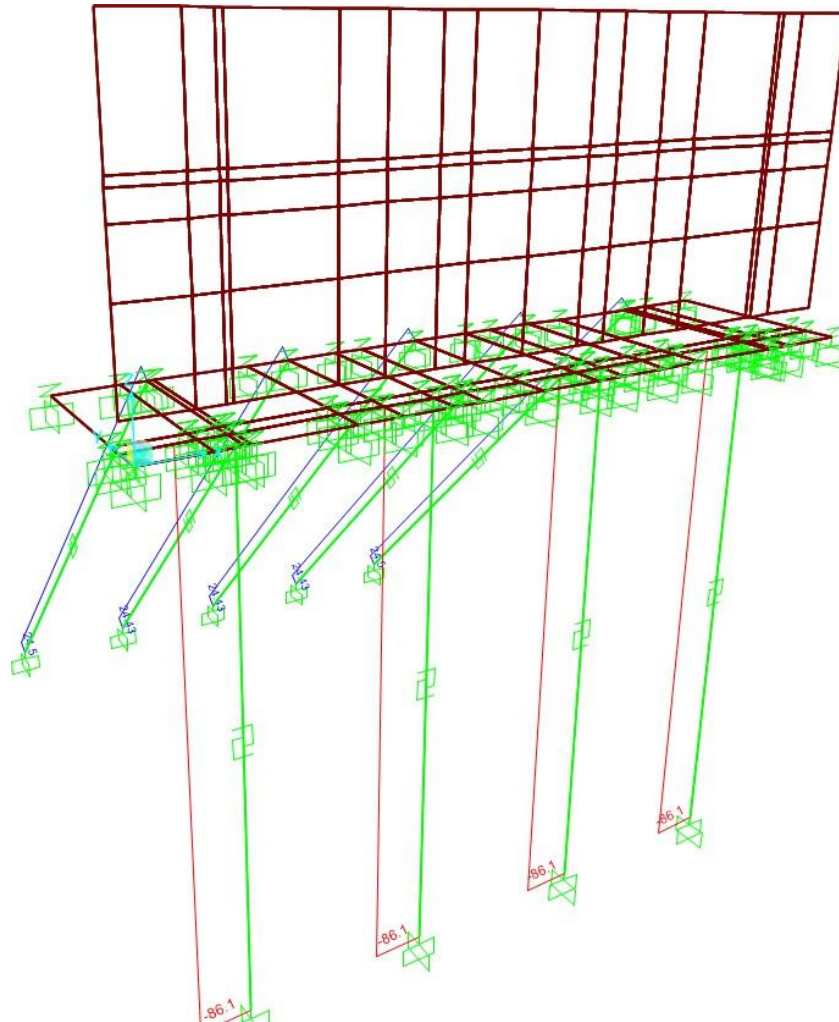


Figura 114. Cargas axiales en micropilotes bajo condiciones de servicio.

Sobre la calibración y concepción de modelo aplica lo precitado en los muros tipo I y II.

La Figura 114, indica la carga axial soportada por los micropilotes, siendo este el primer chequeo en cuanto a las condiciones de servicio,

Carga a Tracción (Pilotes inclinados). Demandado=24 kN < capacidad = 85 kN y compresión (pilotes verticales) Demandado = 86,1 kN > Capacidad = 80 kN, que si bien se presenta un poco mayor la condición no representa una significativa diferencia, considerando además que se trabaja en el caso particular con cargas de servicio y que la capacidad de carga expresada en los estudios geotécnicos cuenta con un factor de seguridad superior, que permite en este caso aceptar la diferencia entre la capacidad demandada y la resistida por el micropilote.

La Figura 115, indica deformación en la zapata que actúa como parte de la cimentación, es cercana a 9,4 mm, siendo este es el segundo chequeo en cuanto a las condiciones de servicio, siendo este valor aceptable de común acuerdo con el componente geotécnico.

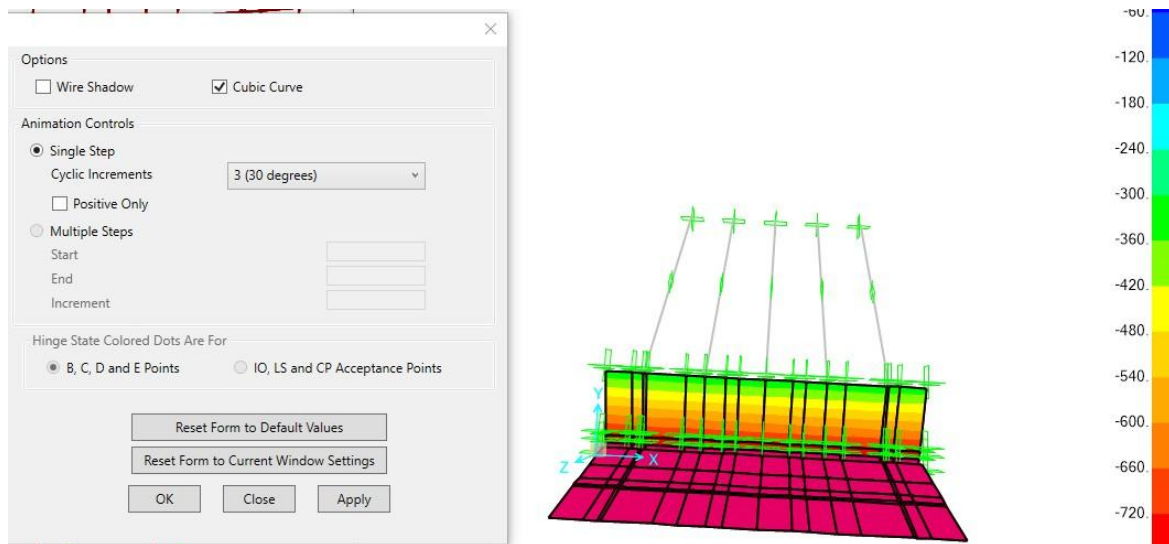


Figura 115. Deformación zapata de cimentación en condiciones de servicio.

El tercer ítem para verificar es el que corresponde a la verificación de las presiones de contacto de la estructura que no debe superar la capacidad admisible desde el modelo estructural se tiene la siguiente imagen a efectos del propósito:

En la Figura 116 se verifica que los esfuerzos que se presentan no superan los 6,75 kPa o 6,75 kN/m² inferiores a 392 kPa dados del componente geotécnico como capacidad de soporte máximo en condiciones de servicio.

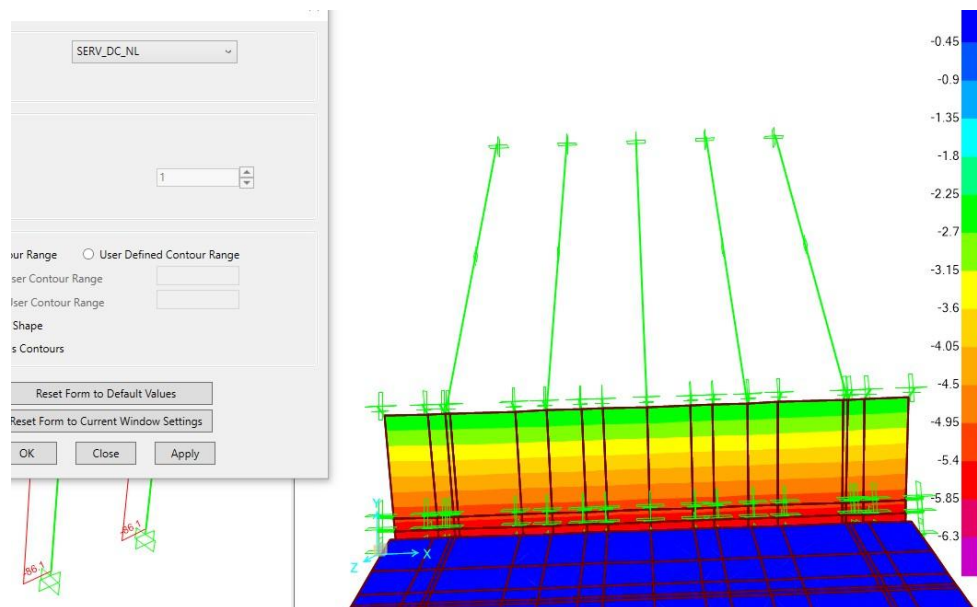


Figura 116. Presión del suelo ejercida por las estructuras.

9.7.10 Diseño Vástago del muro.

Cuantía mínima y recubrimiento.

El capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10, hace referencia a la mínima cuantía necesaria para cumplir con los requerimientos de retracción de fraguado y refracción por temperatura (Tabla 31). En este caso se prevé tener juntas de construcción en los muros cada 6m, según la Tabla 31, la cuantía mínima con la cual se debe trabajar es 0,003 para la sección bruta.

Para definir el recubrimiento es necesario verificar lo estipulado en la norma en el capítulo C.23-C.7.7, la cual remite a la tabla C.23-C.7.7.1 (NSR10) donde se presentan los que se deben emplear en estructuras ambientales, por lo que dadas las condiciones de flujo que hay en la zona y a la condición de trabajo real de las diferentes partes de la estructura en contacto con tierra o a la intemperie, se dispone un recubrimiento de 75 mm.

Refuerzo de cara expuesta al río.

Cuantía mínima = 0,003 de la sección bruta según capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10.

Sección de 0,30m As min = $0,30\text{m} \times 0,003 = 0,0009 \text{ [m}^2/\text{m}] = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como en los casos anteriores para esta cara el acero de refuerzo requerido es el mínimo con el fin de atender los esfuerzos de retracción y temperatura por lo tanto se dispondrán 9 cm^2 en forma horizontal y 9 cm^2 en forma vertical

Refuerzo de cara contra el terreno.

En la Figura 117 se puede observar el resultado del análisis, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos del muro en la cara contra el terreno en dirección horizontal, lo anterior debido a que el acero requerido por diseño no supera los $2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$.

En la Figura 117 el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección vertical del muro, para la cara contra el terreno. Lo descrito puede asumirse en virtud de que el acero requerido por diseño en este caso no supera los $8,9 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Disposición refuerzo sección típica.

Para cubrir con el requerimiento del refuerzo mínimo correspondiente a $9 \text{ cm}^2/\text{m}$, se dispone de barras #8(1/2") espaciadas cada 12,5 cm, en ambas direcciones (vertical y horizontal) tanto para la cara expuesta al río como la cara expuesta al terreno.

Verificación de diseño a cortante:

El máximo esfuerzo cortante sobre el elemento no supera los 60 kN, como se muestra en la Figura 118:

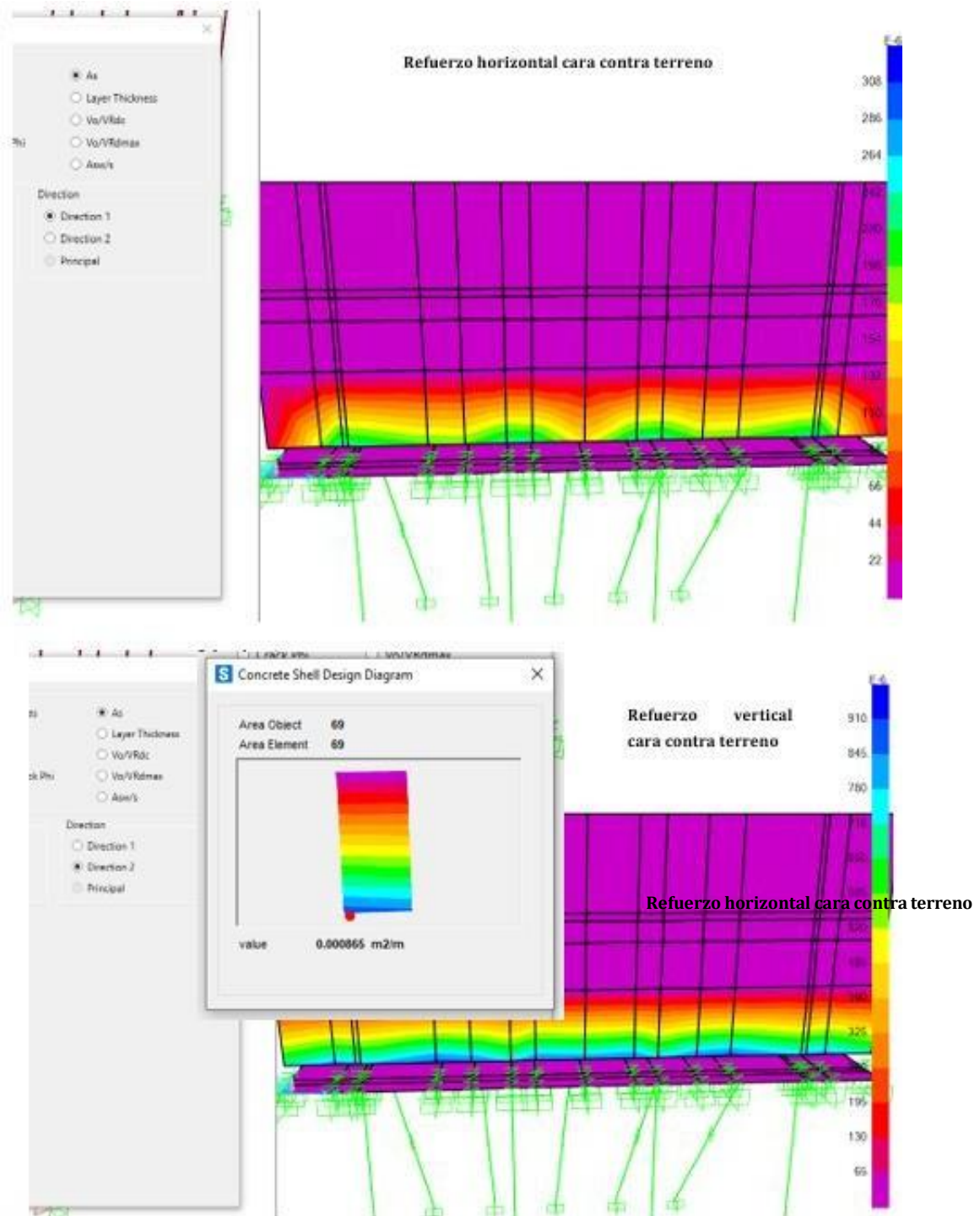


Figura 117. Modelo para el refuerzo en la cara contra el terreno del vástago del muro.

El valor de esfuerzo cortante antes esbozado corresponde a 6,0 ton, los que al contrastar con los resistidos por el concreto se tiene:

V (ton)	Vn (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Refuerzo por cortante
6,0	6,07	19,95	-13,88	No requiere refuerzo

Lo anterior obedece a que el valor resistido de cortante por el concreto es de 19,95 ton superior al demandado de 6,0 ton.

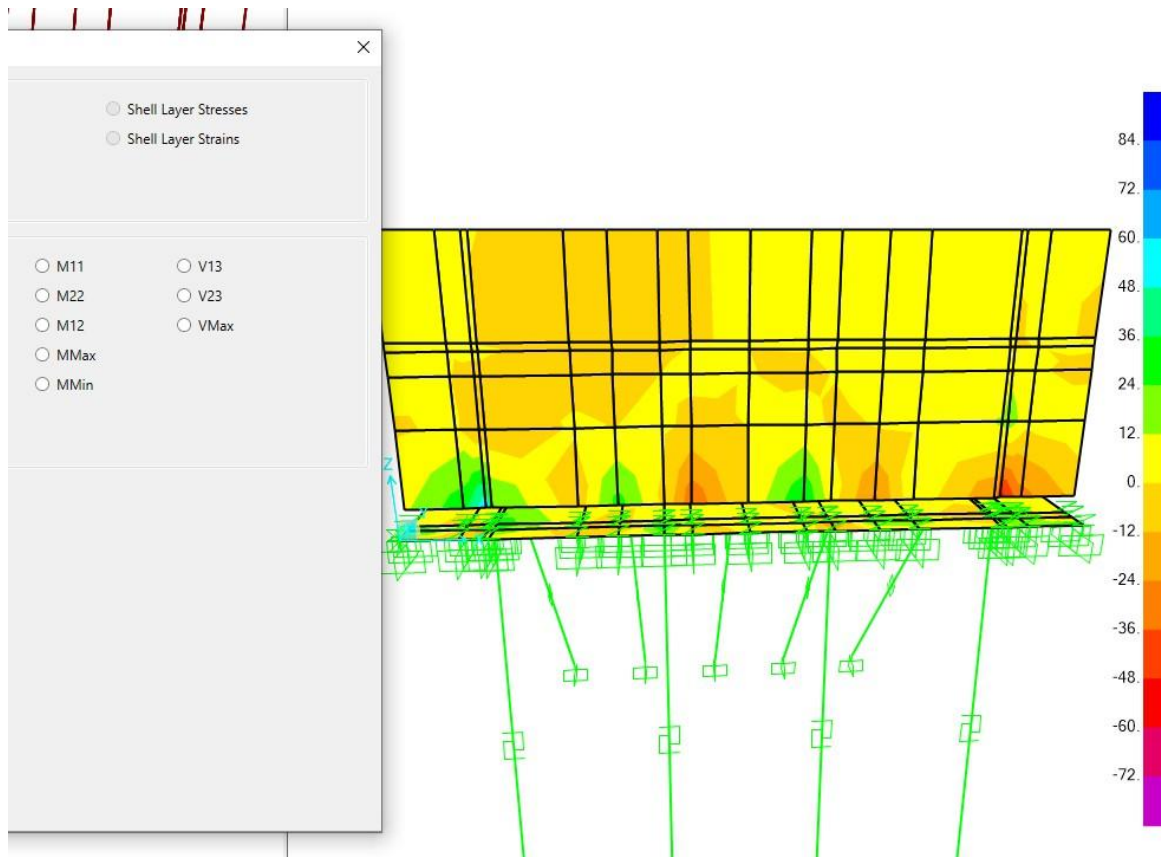


Figura 118. Esfuerzo cortante en la sección del vástago del muro.

9.7.11 Zapata de cimentación.

Refuerzo longitudinal.

Para este caso se tomará como cuantía mínima la de 0,0033, por lo tanto, el acero mínimo de este elemento obedece al cálculo siguiente:

Cuantía mínima = 0,0033 de la sección bruta según capítulo C.23-C.7.12 de la NSR-10.

Sección de 0,40 m $As_{min} = 0,40 \text{ m} \cdot 0,0033 = 0,00132 \text{ [m}^2\text{/m]} = 13,2 \text{ cm}^2\text{/m}$

Refuerzo cara superior.

En la Figura 119 se puede observar los resultados del modelo para el refuerzo longitudinal de la capa superior, se demanda una cuantía de acero que no supera 3,08 $\text{cm}^2\text{/m}$ donde el refuerzo mínimo es suficiente para cubrir los esfuerzos a los cuales se somete la estructura. Se aprecia en la Figura 119 que, el refuerzo mínimo también es suficiente para cubrir los esfuerzos en la dirección transversal de la capa superior, ya que el acero requerido por diseño es de 2,45 $\text{cm}^2\text{/m}$

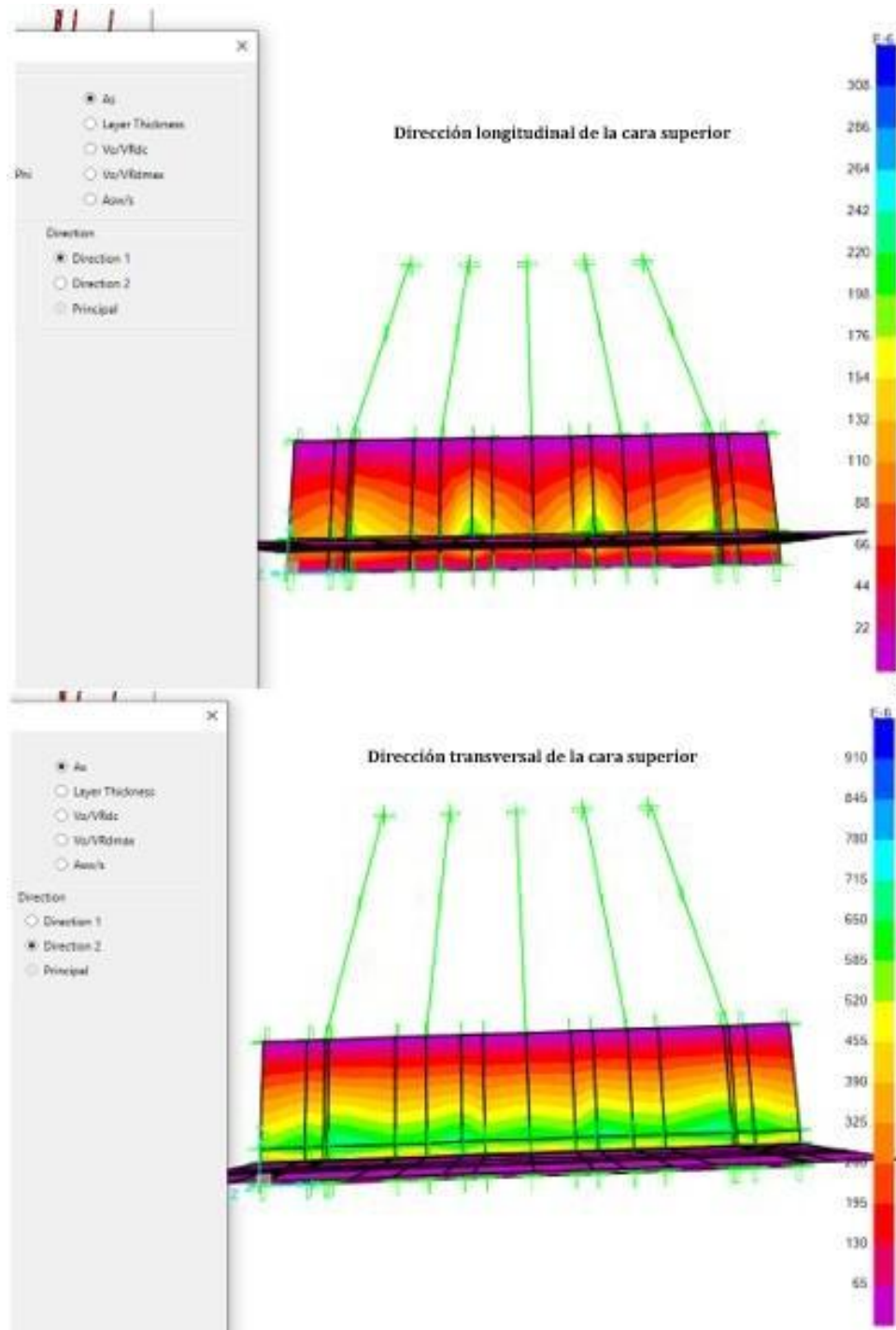


Figura 119. Mapa de colores acero de mandado en la cara superior de la zapata de cimentación.

Refuerzo cara inferior de la zapata.

Como en los casos anteriores para el caso del refuerzo en la cara inferior, tanto horizontal como vertical el acero demandado es el mínimo por lo que se dispondrá el

acero de refuerzo de acuerdo con esta condición previamente descrita

Disposición refuerzo sección típica.

Para cubrir con el requerimiento del refuerzo mínimo correspondiente de $13,2 \text{ cm}^2/\text{m}$, se dispone de barras 7(5/8") espaciadas cada 14cm (acero dispuesto en la sección $13,9 \text{ cm}^2/\text{m}$, en ambas direcciones (Longitudinal y transversal) tanto para la capa superior como para la inferior.

Verificación de diseño a cortante:

El máximo esfuerzo cortante sobre el elemento no supera los 48 kN, como se muestra en la Figura 120:

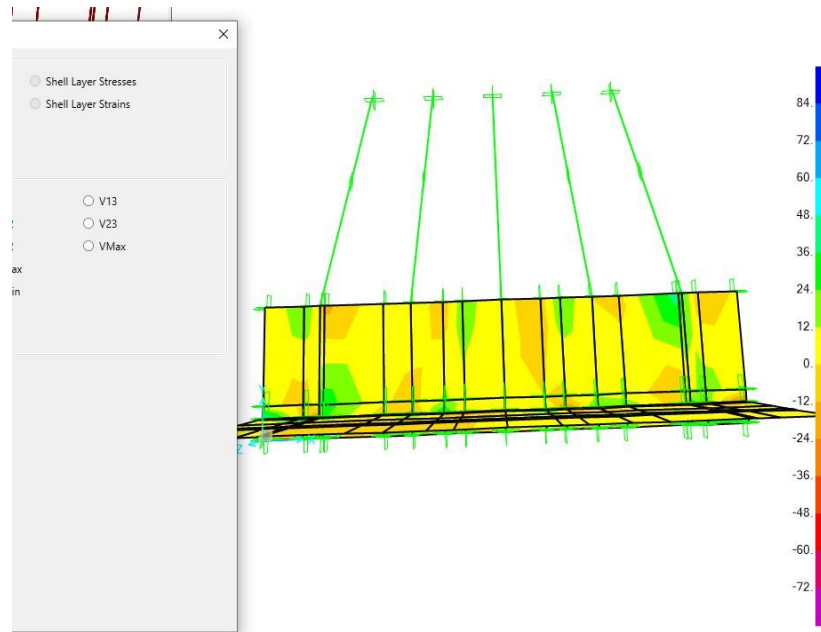


Figura 120. Mapa de colores del esfuerzo cortante en la losa de cimentación o zapata

El valor de esfuerzo cortante antes esbozado corresponde a 4,80 ton, los que al contrastar con los resistidos por el concreto se tiene:

V (ton)	Vn (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Refuerzo por cortante
4,8	4,33	35,47	-31,14	No requiere refuerzo

Lo anterior obedece a que el valor resistido de cortante por el concreto es de 35,47 ton superior al demandado de 4,80 ton.

9.7.12 Verificación de conexión micropilote zapata

En consideración a que los valores de fuerza axial presentados en este modelo son iguales o inferiores a los del muro tipo II (H=2,40 m), aplican las mismas verificaciones con lo que las condiciones allí descritas deben cumplirse de la misma manera.

10 CONCLUSIONES

- * Fueron identificados desbordamientos desde la Estación Industriales del Metro hasta La Macarena, con mayor extensión de la mancha sobre la margen derecha debido a la menor elevación que esta tiene. Los valores de la profundidad del flujo al interior del canal en algunos puntos de este tramo varían entre los 3.5 m y 5.5 m, siendo superiores a este rango en sitios aledaños a Puente Guayaquil y los soterrados de Parques del Río.
- * Tras el análisis del comportamiento del flujo ante los diferentes periodos de retorno se evidenció que el canal del río Medellín no cuenta con la capacidad hidráulica para dar paso a caudales con magnitudes superiores a la creciente de los 10 años, esto en zonas como Puente Guayaquil, por ejemplo. Sin embargo, en sectores como Puente 33 la capacidad ronda entre el caudal con periodo de retorno de los 25 años.
- * El análisis de alternativas fue realizado con el fin de seleccionar una obra de control de inundaciones que se adecuara a las condiciones espaciales que tienen las márgenes del canal y previendo la construcción del Tren del Río, proyecto cuyo alineamiento se propone sobre la margen derecha del canal justo en el tramo de estudio.
- * Las obras planteadas permitirán que el flujo asociado al Q_{100} transite sin derrames por el canal del río Medellín entre la Estación Industriales a La Macarena, sin embargo, se resalta que la efectividad de estas depende del control de la inundación en el tramo de descarga de la quebrada La Poblada y el aumento de la capacidad del canal en el sector de Puente Guayaquil.
- * Se requiere entonces la realización de estudios complementarios (patología y geotecnia) en el sector de Industriales y Puente Guayaquil, con el fin de definir el tipo y dimensión de la cimentación requerida ni la interacción suelo estructura que tendrían estos elementos; teniendo en cuenta esto, el prediseño planteado se realiza con base en los resultados obtenidos de diseños similares en los puntos críticos localizados aguas abajo.
- * Los análisis realizados en los muros de los soterrados fueron realizados con base en la información proporcionada por la Secretaría de Infraestructura de Medellín, pero en el momento de ejecutarse las obras se debe completar y verificar dicha información para poder realizar los ajustes necesarios.