

ANEJO Nº 1. HIDROLOGÍA Y DRENAJE.

ÍNDICE.

1.- INTRODUCCIÓN.	1
2.- DELIMITACIÓN DE CUENCAS	1
3.- DESCRIPCIÓN DEL MEDIO.	2
4.- HIDROLOGÍA GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO	3
5.- DRENAJE.	4
6.- DRENAJE DEL NUEVO VASO DE VERTIDO (CUENCA Nº 1).	4
6.1.- Estimación de la cantidad de lixiviado.	4
6.2.- Selección de estaciones.	5
6.3.- Determinación de caudales de cálculo.	5
7.- DRENAJE PERIMETRAL DEL VASO (CUENCA Nº 2)	6
7.1.- Caudal de diseño.	6
7.2.- Cálculos hidráulicos.	7
8.- DRENAJE DE CABECERA Y ENLACE (CUENCA Nº 3)	7
8.1.- Caudales, definición geométrica y cálculos hidráulicos de las obras existentes.	8
8.2.- Propuesta de actuación.	9
8.3.- Canalización de las aguas de lluvia del enlace hacia el Bco. del Sabinal.	10
8.3.1.- Relleno de la vaguada.....	10
8.3.2.- Canalización O.D. 4 hasta el barranco del Sabinal.	11
8.3.3.- Canalización tramo O.D. 3 – O.D. 4.	11
8.3.4.- Canalización de la cuneta tipo 4 y tubos Φ 600 mm.	12

ANEXO 1.- DELIMITACIÓN DE CUENCAS.

ANEXO 2.- ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA 183 (CAPÓN).

ANEXO 3. DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE CÁLCULO.

ANEXO 4.- DRENAJE PERIMETRAL DEL VASO. CUENCA Nº 2.

ANEXO 5.- DRENAJE CUENCA Nº 3.

Anexo 5.1.- Situación de las obras de drenaje.

Anexo 5.2.- Cálculos hidrológicos y caudales de diseño.

Anexo 5.3.- Canalización O.D. 4 hasta el Bco. del Sabinal.

Anexo 5.4.- Canalización tramo O.D. 3 – O.D. 4.

Anexo 5.5.- Canalización de la cuneta tipo 4 y tubos Φ 600 mm.

ANEJO Nº 1. HIDROLOGÍA Y DRENAJE.

1.- INTRODUCCIÓN.

El punto 2) del Anexo I del Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero, determina que *“se tomarán las medidas oportunas con respecto a las características del vertedero y las condiciones meteorológicas, con objeto de: controlar el agua de las precipitaciones que penetren en el vaso del vertedero; impedir que las aguas superficiales o subterráneas penetren en los residuos vertidos;...”*.

En el presente anejo se realiza un análisis de las características hidrológicas existentes en la zona donde se ubica el nuevo vaso del vertedero del Complejo Medioambiental de Salto del Negro, y que condicionarán el diseño del sistema de impermeabilización del vaso, el sistema de recogida y extracción de lixiviados, y el dimensionamiento de los sistemas de drenaje que evitarán que el agua de escorrentía superficial entre en contacto con la masa de residuos.

En la redacción del presente anejo se ha tenido presente los datos aportados en los anejos de Climatología e Hidrología y Drenaje (anejos nº 5 y 11 respectivamente), del *“PROYECTO MODIFICADO DE LAS OBRAS DE LA AUTOVÍA DE CIRCUNVALACIÓN A LAS PALMAS DE GRAN CANARIA. FASE III. TRAMO PICO VIENTO - JINAMAR”*, redactado por la empresa consultora APIA XXI.

2.- DELIMITACIÓN DE CUENCAS.

El Complejo Medioambiental de Salto del Negro se sitúa al sur del casco urbano de Las Palmas de Gran Canaria, delimitado al norte por la urbanización de Salto del Negro-Centro Penitenciario, al oeste por la autovía de Circunvalación a las Palmas de Gran Canaria, al sur por terreno forestal y al este por la autovía GC-1.

El Complejo Medioambiental ocupa el fondo del barranco de Salto del Negro, cuyo cauce atraviesa el área ocupada por el vertedero, siendo recogida el agua procedente de la cuenca que vierte a dicho barranco mediante una presa construida en el límite del Complejo Medioambiental, por lo que en caso de avenida el agua de esta cuenca no entrará en la zona que ocupa el vertedero actual.

El Complejo Medioambiental cuenta con un sistema de recogida de aguas de lluvia que son vertidas al final del cauce del barranco de Salto del Negro, hacia la zona de El Caidero, y

desde aquí son conducidas a través de una cuneta hasta una obra de drenaje situada en la autovía GC-1 y que desemboca en la playa de La Laja.

Para el estudio del drenaje del nuevo vaso de vertido, se ha comenzado por delimitar la cuenca total que abarca el área de vertido, partiendo para ello de la cartografía y topografía disponible.

Al fondo del barranco que ocupará el nuevo vaso de vertido llega el agua de lluvia que corre por las laderas norte y sur del cauce, pero una vez realizadas las obras sólo llegará hasta el nuevo vaso las aguas de escorrentía de la ladera norte, situada entre la urbanización de Salto del Negro-Centro Penitenciario y el nuevo vaso de vertido. En la ladera sur del barranco, el nuevo vaso alcanzará en cota el borde de la Autovía de Circunvalación, por lo que desde esta ladera no se vierte agua de escorrentía sobre el vaso de vertido.

Se observa además la presencia de una serie de obras de drenaje que desaguan hacia el barranco las aguas de lluvia que provienen de la cabecera del barranco y el enlace de Salto del Negro de la Autovía de Circunvalación a las Palmas de Gran Canaria, lo que obliga a interceptar estas aguas y canalizarlas.

Según lo anterior, el estudio del drenaje del nuevo vaso del vertedero se limita a tres áreas de aportación: la superficie del propio vaso, la superficie de la ladera norte del barranco situada entre la urbanización de Salto del Negro-Centro Penitenciario y el nuevo vaso, y la superficie que corresponde a la cabecera del barranco y el enlace de Salto del Negro. Se pretende con ello diseñar la recogida de las aguas de escorrentía superficial evitando así que lleguen a penetrar en el vaso de vertido.

Se adjunta como anexo 1 un plano donde figura la **cuenca total** que afecta al nuevo vaso de vertido y un segundo plano que representa las áreas de aportación:

- **Cuenca 1:** Área de aportación correspondiente a la superficie del nuevo vaso de vertido.
- **Cuenca 2:** Área de aportación correspondiente a la ladera norte del barranco situada entre la urbanización de Salto del Negro-Centro Penitenciario y el nuevo vaso de vertido.
- **Cuenca 3:** Área de aportación correspondiente a la cabecera del barranco y el enlace de Salto del Negro. Se adjunta un tercer plano donde figura la distribución de subcuencas que corresponden a la cuenca 3, según el *“PROYECTO MODIFICADO DE LAS OBRAS DE LA AUTOVÍA DE CIRCUNVALACIÓN A LAS PALMAS DE GRAN CANARIA. FASE III. TRAMO PICO VIENTO - JINAMAR”*.

3.- DESCRIPCIÓN DEL MEDIO.

El clima de la zona del Complejo Medioambiental de Salto de Negro es de tipo oceánico subtropical. Las temperaturas son suaves en todas las estaciones y las precipitaciones escasas. Los vientos alisios son frecuentes, lo que produce un efecto suavizador del clima. Los vientos procedentes del Sahara provocan subidas destacadas de la temperatura y suelen transportar polvo en suspensión.

A continuación se adjunta una tabla resumen con los valores de temperatura, precipitación, humedad relativa y horas de sol. Se ha recurrido a los datos de que dispone el Instituto Nacional de Meteorología para la estación meteorológica del Aeropuerto de Gran Canaria, situada a unos 14 Km. de la zona de estudio.

ESTACIÓN METEOROLÓGICA TELDE (AEROPUERTO DE GRAN CANARIA – GANDO)										
Periodo (años): 1971 – 2000	Altitud (m): 24 – Latitud (m): 27° 55' 45" – Longitud (m): 15° 23' 20"									
MES	Temperatura (°C)					Precipitación (mm)			Humedad relativa media (%)	Horas de sol
	Media mensual	Media máxima	Media mínima	Máxima absoluta	Mínima absoluta	Media mensual	Máxima 24h.	Nº Días ≥1mm.		
Enero	17,6	20,6	14,7	27,2	9,9	18	33	3	68	191
Febrero	17,9	21,0	14,9	29,4	9,4	24	84	3	67	192
Marzo	18,6	21,8	15,4	32,6	10,0	14	52	3	65	218
Abril	18,9	22,1	15,7	33,6	10,3	7	28	1	66	224
Mayo	20,0	23,1	17,0	30,4	12,2	2	6	0	67	265
Junio	21,7	24,7	18,7	34,0	14,4	0	3	0	68	281
Julio	23,5	26,5	20,4	38,0	15,5	0	5	0	67	304
Agosto	24,2	27,1	21,2	38,6	17,6	0	2	0	68	294
Septiembre	24,1	27,1	21,2	39,0	15,8	10	85	1	70	238
Octubre	22,8	25,8	19,7	36,0	14,8	13	33	2	71	218
Noviembre	20,9	23,8	17,9	36,2	12,2	18	33	3	69	191
Diciembre	18,7	21,8	15,7	29,4	10,6	27	62	4	69	189
Año	20,7	23,8	17,7	33,7	12,7	134	35,5	21	68	2.805

Tabla 1. Estación Meteorológica Telde (Aeropuerto de Gran Canaria - Gando).

Así pues, el clima de la zona puede describirse como cálido, suave y sin contrastes térmicos violentos. La temperatura que oscila entre los 17,6° en el mes más frío (enero) y los 24,2° del verano, estación en la que se registra una media de 23,4°. La precipitación anual media alcanzo los 134 mm./año. Los meses más secos son los del verano en los que las precipitaciones son casi inexistentes y el mes más húmedo es diciembre con una precipitación media que ronda los 27 mm./mes.

En cuanto al viento cabe destacar el flujo semi-permanente de los vientos Alisios. De componente N-NE, la intensidad de este flujo alcanza su máximo en los meses de verano como consecuencia de la intensificación del anticiclón de las Azores, que induce una circulación estable en la capa límite marítima. La velocidad del viento presenta un marcado máximo estival correspondiente a la mayor intensidad de los Alisios, que constituyen los flujos dominantes durante el verano. La situación opuesta se registra en invierno, cuando la intensidad del viento es menor y se observan dos direcciones del viento alternantes en el día (en torno a 225°-45°), que representan la oscilación diaria inducida por circulaciones locales (brisas). Durante los meses estivales la circulación general de la atmósfera se encuentra dominada por el flujo sinóptico de los Alisios, cuya intensidad inhibe la formación de procesos locales, de modo que la oscilación diaria de la dirección del viento es mucho menor (95°-45°). La tabla siguiente recoge la dirección y velocidad del viento registrada en el aeropuerto de Gran Canaria.

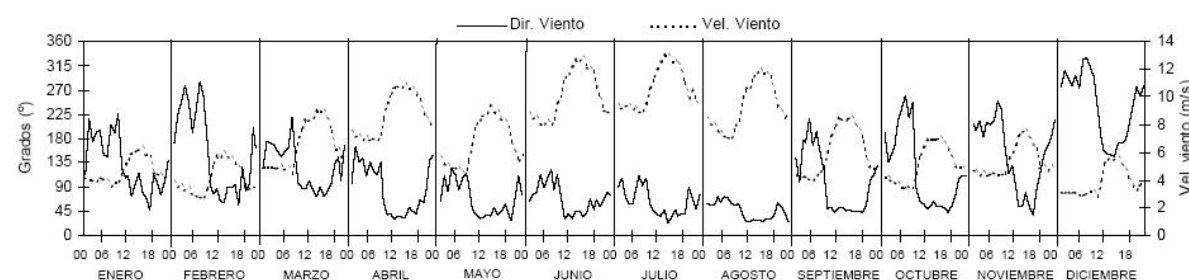


Figura 1. Evolución de la dirección y velocidad del viento a lo largo de un año en el aeropuerto de Gran Canaria.

4.- HIDROLOGÍA GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO.

De la precipitación total una parte se evapora, o evapotranspira, otra parte da lugar a escorrentía superficial y otra se infiltra en el terreno, existiendo una interrelación entre las dos últimas. Es decir, parte de la escorrentía se infiltra y parte de la infiltración descarga en forma de nacientes.

La escorrentía superficial hace referencia a las aportaciones discontinuas procedentes de la lluvia, tanto la directa producida durante el tiempo de aguaceros, como la indirecta que la sigue a continuación después de haber sido retenida por la vegetación y los suelos más superficiales.

Las únicas informaciones de que se dispone sobre la escorrentía superficial en Gran Canaria corresponden a estimaciones indirectas. Mediante balances diarios, se ha estimado que el 16% de precipitación que cae en Gran Canaria forma escorrentía superficial. Tomando como referencia este porcentaje, y teniendo en cuenta que la precipitación media de la zona

(Tabla 1) es de 134 mm/año, la escorrentía sería en este caso de 21,44 mm./año.

El estudio de la evaporación resulta de gran importancia a la hora de caracterizar más exhaustivamente el clima del entorno. Aunque no se dispone de datos relativos a la zona de estudio, se sabe que en la isla los valores evaporación media oscilan entre 3 y 7 mm/día.

Las altas temperaturas medias y la elevada insolación, y en menor medida la intensidad y constancia de los vientos Alisios, dan lugar en la zona a una elevada evapotranspiración. El método utilizado para la determinación de la evapotranspiración real parte del conocimiento de los valores aproximados de la evapotranspiración potencial, que junto con la precipitación y la capacidad de retención de los diferentes suelos, pueden ser utilizados para el establecimiento de un balance hídrico.

Por otro lado, la finalidad del balance en el suelo consiste en la evaluación de las cantidades de agua que son eliminadas a la atmósfera mediante la evaporación directa y transpiración de las plantas, partiendo de valores conocidos de precipitaciones, agua utilizable en el suelo y evaporación potencial. Para la definición de la reserva de agua útil en los diferentes suelos de la isla, entendida como la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez, se utilizan los mapas de las series de vegetación y los mapas de cultivos y aprovechamientos.

De estos tres parámetros (ETP, precipitaciones, y reserva potencial de agua útil en el suelo), se ha estimado para la isla que el 65% de la cantidad de lluvia caída durante un año se evapotranspira, mediante evaporación directa y mediante transpiración de la cubierta vegetal. Según esto, se deduce una evapotranspiración real anual media para la zona de estudio es 87,10 mm.

También ha sido estudiada la infiltración en la zona, considerándose como tal el agua que habiendo penetrado en el terreno no es devuelta a la atmósfera por evapotranspiración.

Tal y como se ha establecido con la observación de niveles y calidades del agua extraída, la isla de Gran Canaria puede considerarse, desde el punto de vista simplificado y conceptual, como un acuífero único heterogéneo y anisótropo. El valor de la infiltración disponible en la isla es de un 19% del agua de lluvia que cae, lo que supone que en la zona de estudio se estime una infiltración de 25,46 mm/año.

Según los valores expuestos se ha realizado un balance hídrico en la zona del Complejo Medioambiental de Salto del Negro, a modo resumen, que se presenta en la siguiente tabla:

BALANCE HIDRICO	mm./año	%P
Pluviometría (P)	134	
Evapotranspiración (ET)	87,10	65%
Escorrentía Superficial (E)	21,44	16%
Infiltración (I)	25,46	19%
Déficit (P-ET = E+I)	46,90	

Tabla 2. Balance Hídrico de la zona de estudio.

En vista de los resultados, se podría determinar que de la precipitación total, un 65% se evapora o evapotranspira, un 16% da lugar a escorrentía superficial y un 19% se infiltra en el terreno.

5.- DRENAJE.

En aplicación del Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero, se realiza un estudio del sistema de drenaje e impermeabilización para la entrada en funcionamiento del nuevo vaso del vertedero e impedir la contaminación del suelo, de las aguas subterráneas o de las aguas superficiales.

El drenaje interior del nuevo vaso del vertedero estará constituido por una red de tuberías distribuidas en el fondo del vaso, dentro del sistema de impermeabilización del mismo, conectadas a un colector principal que dará salida a los lixiviados generados hacia una nueva balsa de lixiviados, que entrará en servicio para este vaso del Complejo Medioambiental, a ubicar aguas abajo del nuevo vaso, al pie del dique de cierre.

El drenaje para la recogida de lixiviados del fondo del vaso irá acompañado de un drenaje perimetral interior, en el pie del talud, que sea capaz de captar los lixiviados que se puedan generar en los bordes del vaso.

En cuanto a la captación de aguas subterráneas que puedan llegar hasta el vaso y entrar en contacto con la masa de residuos, cabe señalar que en la zona del vertedero no se tiene constancia de la presencia de acuíferos en el subsuelo, ni de captaciones de agua próximas.

Para la recogida del agua de lluvia que corre en superficie por la ladera norte del Complejo Medioambiental, se plantea la ejecución de un sistema de drenaje perimetral y exterior al vaso de vertido, de manera que el agua de escorrentía sea interceptada, encauzada

y vertida donde actualmente vierte el sistema de recogidas de agua de lluvia del Complejo, impidiendo que puedan penetrar al interior del vaso.

Además de lo anterior, se hace necesario idear un sistema de drenaje que intercepte las aguas de lluvia que provienen de la cabecera del barranco y del enlace de Salto del Negro de la Autovía de Circunvalación a las Palmas de Gran Canaria, y que actualmente vierten a través de unas obras de drenaje hacia el barranco de Salto del Negro, evitando de esta manera que entren en contacto con la masa de residuos.

6.- DRENAJE DEL NUEVO VASO DE VERTIDO (CUENCA Nº 1).

6.1.- Estimación de la cantidad de lixiviado.

La generación de lixiviado se puede estimar mediante balances hidrológicos, preferiblemente en el caso más desfavorable que suele ser la caída de lluvia cuando sólo se ha vertido una capa de residuos.

La cantidad de lixiviado generado durante la vida del vertedero es alta, reduciéndose dicho valor gradualmente y de forma importante tras la construcción del recubrimiento.

La formación de lixiviado antes del recubrimiento se debe a la precipitación natural de agua y a la posterior presión a la que son sometidos los residuos, teniendo una incidencia mucho menor el efecto de la descomposición sobre el volumen total de lixiviado.

La ecuación que rige la formación de lixiviado se expresa como:

$$L_v = P - ES - V_e - W_b - W_c$$

donde,

- L_v = Volumen de lixiviado antes del recubrimiento.
- P = Volumen de precipitación.
- ES = Escorrentía superficial.
- V_e = Volumen perdido debido a la evaporación.
- W_b = Transformación bioquímica.
- W_c = Volumen debido a la consolidación.

El parámetro V_e depende, principalmente, de la presencia de agua, pero también de la temperatura ambiente, de la velocidad del viento o de la diferencia de presión de vapor entre la

superficie y el aire, de forma que la superficie del suelo sufre una evaporación hasta que se alcanza el punto de secado.

Los parámetros W_b y W_c dependen del tipo de residuo que se está tratando. Los residuos absorberán humedad antes que se produzca la filtración, de forma que cuando la capacidad de retención de agua se alcance, toda el agua de precipitación que se produzca provocará lixiviado. Para caracterizar estos parámetros se debe tener en cuenta la alta heterogeneidad de los residuos que produce una absorción no constante de humedad, de forma que para saber el agua absorbida se debe conocer lo mejor posible el porcentaje de cada tipo de residuo depositado en el vertedero. A partir de estudios realizados en vertederos se puede estimar la humedad absorbida por residuos urbanos como 21 cm/m.

Para el nuevo vaso de vertido que nos ocupa, dadas las características de la cuenca que conforma el vaso, podemos estimar como condición de diseño más desfavorable la situación inicial, en la que sólo se ha vertido una capa de residuos, de manera que sea necesario evacuar prácticamente la totalidad de la precipitación caída en el interior del vaso a través de su sistema de drenaje de lixiviados. Partiendo de esta consideración, para determinar la cantidad de lixiviado a evacuar mediante aplicación de la expresión de principio del apartado, los términos ES , V_e , W_b y W_c son nulos o prácticamente nulos, resultando por ello que el volumen de lixiviado a evacuar del vaso coincide con la precipitación. Esto es:

$$L_v = P$$

6.2.- Selección de estaciones.

Para la realización del estudio hidrológico se han utilizado los datos de las estaciones de la Red Pluviométrica de la isla de Gran Canaria.

Entre las estaciones pluviométricas existentes en la zona de estudio, se han escogido las más próximas al ámbito de influencia del vertedero, resultando las siguientes (ver Anexo 1):

NÚMERO	NOMBRE	COORDENADAS UTM		
		X	Y	Z
066	Tafira - Vivero	455.520	3.104.730	337
183	Capón	458.460	3.102.690	97
188	Los Hoyos	455.455	3.102.170	290

Tabla 3. Estaciones pluviométricas consideradas.

Aplicando el método de los Polígonos de Thiessen (ver Anexo 1), se obtiene que las áreas de aportación correspondientes al nuevo vaso de vertido y las laderas adyacentes se

encuentran dentro del área de influencia de la estación pluviométrica 183 (Capón).

6.3.- Determinación de caudales de cálculo.

Para la determinación del caudal de agua de lluvia se obtiene en primer lugar la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno.

Se ha estimado conveniente durante la realización del presente anejo, utilizar los datos correspondientes al cálculo de las precipitaciones máximas diarias realizado en el "PROYECTO MODIFICADO DE LAS OBRAS DE LA AUTOVÍA DE CIRCUNVALACIÓN A LAS PALMAS DE GRAN CANARIA. FASE III. TRAMO PICO VIENTO - JINAMAR", redactado por la empresa consultora APIA XXI, con la finalidad de manejar los mismos datos que en su día se emplearon para diseñar las obras de drenaje de la Autovía de Circunvalación.

En el anejo correspondiente a climatología e hidrología del citado proyecto, se recoge la metodología utilizada, en la que a partir de la serie pluviométrica de la Estación 183 (Capón) se realiza un ajuste a una ley de Gumbel por el método de Ven Te Chow y, posteriormente, para comprobar la bondad del ajuste se realiza un test de Kolmogorov (ver Anexo 2).

PERIODOS DE RETORNO (años)	2	5	10	25	50	100	500	1.000
PRECIPITACIÓN 24 HORAS (mm.)	28,7	59,15	79,36	104,89	123,83	142,63	186,08	204,76

Tabla 4. Precipitaciones máximas en 24 horas.

Para la determinación del caudal de máxima avenida se siguen las directrices de la Instrucción 5.2-I.C. "Drenaje Superficial", a partir de los datos de la cuenca de aportación, intensidad media de precipitación (I_t), superficie de la cuenca (A), coeficiente de escorrentía (C) y periodo de retorno (T).

La intensidad media de precipitación (I_t) se determina a través de la siguiente expresión:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

donde:

- I_d (mm/h): representa la intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado. Es igual a $P_d/24$.
- t (h): se toma igual al tiempo de concentración y representa la duración del intervalo al que se refiere I_t . En el caso normal de cuencas en las que predomina el tiempo de

recorrido del flujo canalizado por una red de cauces definidos, se puede deducir de la siguiente fórmula, relacionada con la longitud del cauce principal (L (km)) y su pendiente media (J (m/m)):

$$t = 0,3 \times \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \right]$$

Si el tiempo de recorrido de flujo difuso sobre el terreno fuera relativamente apreciable, como es el caso de la plataforma de una carretera y de los márgenes que a ella vierten, la fórmula anterior no resulta aplicable. Si el recorrido del agua fuera menor de treinta minutos, se puede considerar un tiempo de concentración igual a cinco (5) minutos.

- El valor de la razón I/I_d se toma de la figura 2.2 de la instrucción, siendo en la vertiente norte de las islas de marcado relieve igual a 8.

El coeficiente de escorrentía (C) representa la proporción del agua de lluvia que cae en una cuenca que escurre hasta el punto de desagüe, y determina la parte de la precipitación que no es absorbida ni retenida por el suelo:

$$C = \frac{\left(\frac{Pd}{Po} - 1 \right) \times \left(\frac{Pd}{Po} + 23 \right)}{\left(\frac{Pd}{Po} + 11 \right)^2}$$

donde:

- P_o : representa el umbral de escorrentía. Se determina multiplicando los valores de la tabla 2.1 (p_o) de la instrucción por el coeficiente corrector dado por la figura 2.5 (k_1):
 $P_o = k_1 \times p_o$

El coeficiente k_1 representa la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo del aguacero, siendo en la vertiente norte de las islas de acusado relieve igual a 3,50.

Conocida la intensidad de lluvia, podemos determinar el caudal en el punto de desagüe de la cuenca mediante la Fórmula Racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{K}$$

donde:

- C: Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie a drenar.
- A: Área de la cuenca o superficie (m^2).
- I: Intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo igual a I tiempo de concentración (mm/h).
- K: Coeficiente que depende de las unidades de Q y A, y que incluye un aumento de un 20% en el caudal para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación.

El caudal de desagüe asociado a la superficie del nuevo vaso de vertido se determina en el Anexo 3 para diferentes periodos de retorno, siendo los resultados obtenidos los siguientes:

PERIODOS DE RETORNO (años)	5	10	25	50	100	500	1.000
CAUDAL DE DESAGÜE (m3/seg.)	0,1659	0,2226	0,2942	0,3473	0,4000	0,5219	0,5743

Tabla 5. Caudal de desagüe del nuevo vaso de vertido.

7.- DRENAJE PERIMETRAL DEL VASO (CUENCA Nº 2).

Para evitar la entrada de agua de lluvia en forma de escorrentía superficial desde la ladera norte del Complejo Medioambiental hacia el interior del vaso de vertido, se propone la construcción de un drenaje perimetral siguiendo el contorno previsto para el relleno, constituido por una cuneta revestida de hormigón que intercepte y desvíe los caudales limpios de agua de lluvia hacia el punto de desagüe.

7.1.- Caudal de diseño.

Se calcula el caudal de diseño mediante la Fórmula Racional, expuesta en el apartado 4.4 de este anejo.

El tiempo de concentración se supone constante y de valor igual a cinco minutos, equivalente al recorrido de un flujo difuso del agua sobre la superficie inferior a treinta minutos.

El coeficiente de escorrentía que afecta al área de aportación se obtiene del umbral de escorrentía de los taludes, teniendo en cuenta la superficie, pendiente media de la ladera y la vegetación natural existente. La intensidad de precipitación será la correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.

7.2.- Cálculos hidráulicos.

Los cálculos hidráulicos se realizan en régimen uniforme mediante aplicación de la Fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * j^{\frac{1}{2}}$$

donde:

- V = Velocidad media de la corriente.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
- R_h = Radio hidráulico, ($R_h = \frac{A}{P}$), siendo A el área de flujo y P el perímetro mojado.
- j = Pendiente longitudinal.

Si se multiplica la ecuación de Manning por el área de flujo se obtiene el caudal de desagüe:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * j^{\frac{1}{2}}$$

El drenaje perimetral del nuevo vaso de vertido se dimensiona mediante la comprobación de agotamiento de la capacidad de desagüe de la cuneta a lo largo de su trazado.

De esta manera, se propone para el drenaje perimetral exterior del nuevo vaso de vertido (Anexo 4, Tramo 1_Nuevo vaso de vertido), una cuneta de hormigón de sección cuadrada, taludes verticales, y dimensiones interiores 0,70 m. de profundidad x 1,10 m. de base. Mediante el cálculo realizado obtenemos que para la pendiente del 2% la longitud crítica de la cuneta ($L_{crit.} = 724,00$ m) es superior a la longitud real del tramo ($L = 700$ m.), quedando garantizado que no se producirá el desbordamiento de la cuneta en dicho tramo, siendo capaz de desaguar un caudal de 2,980 m³/seg. para un tiempo de concentración igual a 5,00 min.

Cuando el trazado de la cuneta de drenaje perimetral alcance el final del tramo correspondiente al nuevo vaso de vertido, la cuneta continúa su trazado por la ladera norte del Complejo Medioambiental, interceptando el agua de escorrentía que actualmente entra en el Complejo desde esta ladera, hasta alcanzar el cauce de un pequeño barranco aguas abajo del Complejo, desembocando en la playa de La Laja.

El planteamiento realizado para el dimensionamiento de este segundo tramo ha sido el de acumular a esta sección el aporte del tramo anterior ($Q = 2,980$ m³/seg.), aguas arriba del

mismo, pero considerando como tiempo de concentración el correspondiente al tramo aguas arriba ($T_c = 5,00$ min.) más el tiempo de recorrido (t) del caudal circulante por él (calculado una vez conocido el caudal y la sección) y de tiempo igual a 3,00 minutos.

Este segundo tramo del drenaje perimetral (Anexo 4, Tramo 2_Drenaje perimetral), estará constituido por una cuneta de hormigón de sección cuadrada, taludes verticales, y dimensiones interiores 0,90 m. de profundidad x 1,20 m. de base que, tal y como se muestra en la comprobación hidráulica realizada, será capaz de dar alivio al caudal aportado por la cuneta en su primer tramo y desaguar el agua de escorrentía que intercepta durante su trazado hacia el punto de vertido. Mediante el cálculo realizado obtenemos que para la pendiente del 2% la longitud crítica de la cuneta ($L_{crit.} = 1.246,40$ m) es superior a la longitud real del tramo ($L = 884,00$ m.), quedando garantizado que no se producirá el desbordamiento de la cuneta en el mismo.

8.- DRENAJE DE CABECERA Y ENLACE (CUENCA Nº 3).

En el extremo occidental del nuevo vaso de vertido, se encuentra la cabecera del barranco y el enlace de Salto del Negro de la Circunvalación a Las Palmas de Gran Canaria. Las aguas de lluvia que se recogen en estas dos zonas son vertidas a través de unas obras de drenaje hacia el fondo del barranco de Salto del Negro, donde se ubica el nuevo vaso de vertido.

La presencia de estas obras (Anexo 5.1) hace necesario crear un sistema de drenaje que intercepte las aguas de lluvia que desaguan y canalizarlas hasta un nuevo punto de vertido, evitando que entren en contacto con la masa de residuos.



Figura 2. Cabecera del barranco y el enlace de Salto del Negro de la Circunvalación a Las Palmas de Gran Canaria.

8.1.- Caudales, definición geométrica y cálculos hidráulicos de las obras existentes.

Como Anexo 5.2 se adjuntan unas tablas con el cálculo de los caudales de diseño, la definición geométrica y los cálculos hidráulicos de las obras de drenaje presentes en el enlace y que vierten hacia el barranco de Salto del Negro.

En el enlace existen dos obras de drenaje transversal definidas como O.D. 3 y O.D. 4 en el *“PROYECTO MODIFICADO DE LAS OBRAS DE LA AUTOVÍA DE CIRCUNVALACIÓN A LAS PALMAS DE GRAN CANARIA. FASE III. TRAMO PICO VIENTO - JINAMAR”*.

La O.D. 3 situada bajo el enlace de Salto del Negro tiene una longitud de 356 m., una pendiente del 5,5% y está formada por un marco de 2,00 x 2,00 m. Transporta un caudal total para un periodo de 500 años de 6,208 m³/seg., correspondiente a las subcuencas 6, 7, 8, 9, 10 y 11. Esta obra de drenaje desagua en su punto final a la cota 170,410 m.

La obra de drenaje O.D. 4 atraviesa el tronco de la autopista y desagua la subcuenca 12, recibiendo un caudal de 0,996 m³/seg. La sección está formada por un marco de 2,00 x 2,00 m., con una longitud total de 75,950 m. y desagua a la cota 186,881 m.

Además de estas dos obras de drenaje transversal, según el proyecto vierten sobre el talud oeste del nuevo vaso de vertido una cuneta y tres tubos correspondientes al drenaje longitudinal del enlace.

El primero de estos elementos del drenaje longitudinal es una cuneta que desagua entre la ladera norte del barranco y el terraplén del enlace. Se denomina en el proyecto como cuneta tipo 4. Se trata de una cuneta revestida de hormigón con sección triangular de 1,50 m. de ancho y taludes interiores 1V/3H. Presenta una pendiente del 7% siendo capaz de desaguar un caudal de 0,56 m³/seg. En la siguiente tabla se presenta la capacidad máxima de desagüe de la cuneta (en m³/seg.) en función de la pendiente longitudinal.

Pendiente (%)	Caudal (m ³ /s) TIPO 3	Caudal (m ³ /s) TIPO 4
0,5	0,591	0,047
1	0,836	0,067
1,5	1,023	0,258
2	1,182	0,298
2,5	1,321	0,333
3	1,447	0,365
3,5	1,563	0,394
4	1,671	0,421
4,5	1,772	0,447
5	1,868	0,471
5,5	1,959	0,494
6	2,047	0,516
6,5	2,130	0,538
7	2,211	0,560

Tabla 6. Capacidad máxima de desagüe de las cunetas en m³/seg.

Los colectores de desagüe son tubos de hormigón centrifugado, existiendo dos en la

parte central del terraplén de diámetro 600 mm., y un tercer tubo de diámetro 1.000 mm. situado en la ladera sur del vertedero. En la siguiente tabla se presenta la capacidad máxima de cada colector (en l./seg.) en función de la pendiente longitudinal de los mismos. La zona sombreada muestra el máximo caudal que puede transportar independientemente de la pendiente debido a la restricción impuesta a la entrada de cada colector de desagüe.

D (mm.)	PENDIENTE LONGITUDINAL (%)									
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0
600	350	450	465	465	465	465	465	465	465	465
800	750	820	820	820	820	820	820	820	820	820
1000	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300

Tabla 7. Capacidad máxima de desagüe de los colectores en l./seg.

Tras una visita realizada a la zona de estudio, se ha podido constatar la presencia de un tercer colector de desagüe, se trata de un tubo de diámetro 600 mm. situado junto a los anteriores en la parte central del terraplén.



Figura 3. Vista de las obras de drenaje del enlace de Salto del Negro.

Durante la misma visita y ante la inquietud de que la obra de drenaje denominada como O.D. 4 desagüe a la cota definida en el proyecto, se realizó una comprobación de la misma

midiendo la profundidad a la que se encuentra esta obra con respecto al borde de la carretera. En la misma se constata que esta obra no desagua a la cota definida anteriormente, ya que la solera del marco se encuentra 4,10 m. bajo la calzada, alcanzando la calzada en este punto aproximadamente la cota 200 m.

A continuación se presenta una tabla resumen con las características principales de estas obras de drenaje.

DESCRIPCIÓN	CUENCAS	SECCIÓN	CAUDAL (m3/s)
O.D.3	6+7+8+9+10+11	Marco 2,00 X 2,00	6,208
O.D.4	12	Marco 2,00 X 2,00	0,996
CUNETA TIPO 4	D. Longitudinal	1,50 m. de ancho y taludes 1V/3H.	0,560
TUBO 1 D600	D. Longitudinal	Tubo Φ 600 mm.	0,465
TUBO 2 D600	D. Longitudinal	Tubo Φ 600 mm.	0,465
TUBO 3 D600	D. Longitudinal	Tubo Φ 600 mm.	0,465
TUBO D1.000	D. Longitudinal	Tubo Φ 1.000 mm.	1,300

Tabla 7. Caudales y definición geométrica de las obras de drenaje existentes en el enlace.

8.2.- Propuesta de actuación.

Con el objetivo de definir un sistema de drenaje que intercepte las aguas de lluvia que desaguan estas obras, se estudian diferentes soluciones.

Como primera alternativa se plantea conducir las aguas vertidas por la obra de drenaje O.D. 4, los tubos y la cuneta hasta la desembocadura de la obra O.D. 3, en el pie del talud del enlace, y desde aquí continuar esta obra de drenaje enterrada bajo el nuevo vaso de vertido hasta un depósito que recoja estas aguas y mediante bombeo se lleven hasta el punto de desagüe situado a la entrada del Complejo Medioambiental.

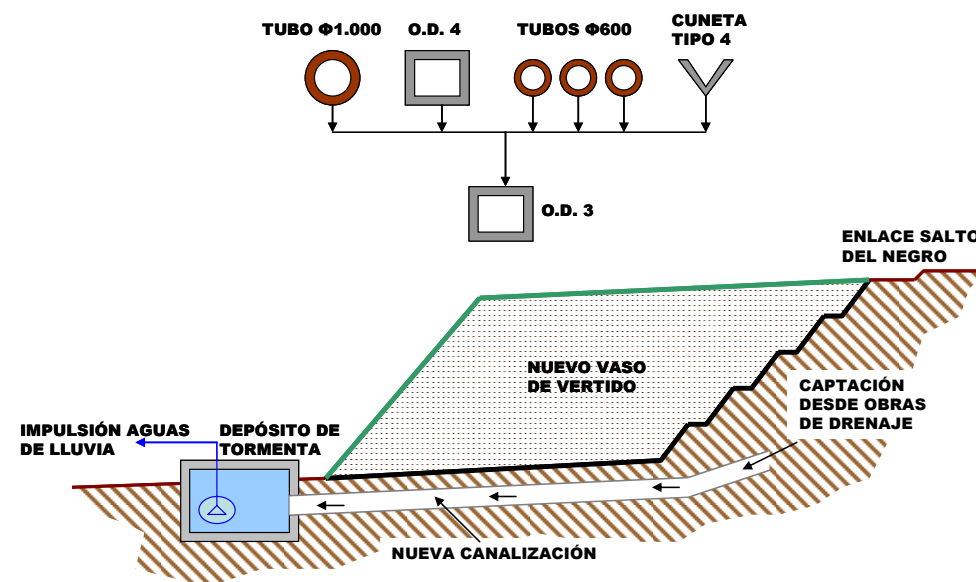


Figura 4. Conducción de las aguas de lluvia bajo el nuevo vaso de vertido.

La segunda alternativa que se plantea pasa por captar todas las aguas de lluvia en el enlace y conducir las, siguiendo al trazado de la autovía, hasta el siguiente barranco, el Barranco del Sabinal. Para ello será necesario condenar la obra de drenaje O.D. 3 situada bajo el enlace, rellenando la vaguada trasera del mismo, inicio del cauce del barranco de Salto del Negro, canalizando estas aguas hasta la obra de drenaje O.D. 4, y desde aquí, mediante un nuevo canal paralelo a la autovía, conducir las aguas hasta el barranco del Sabinal.

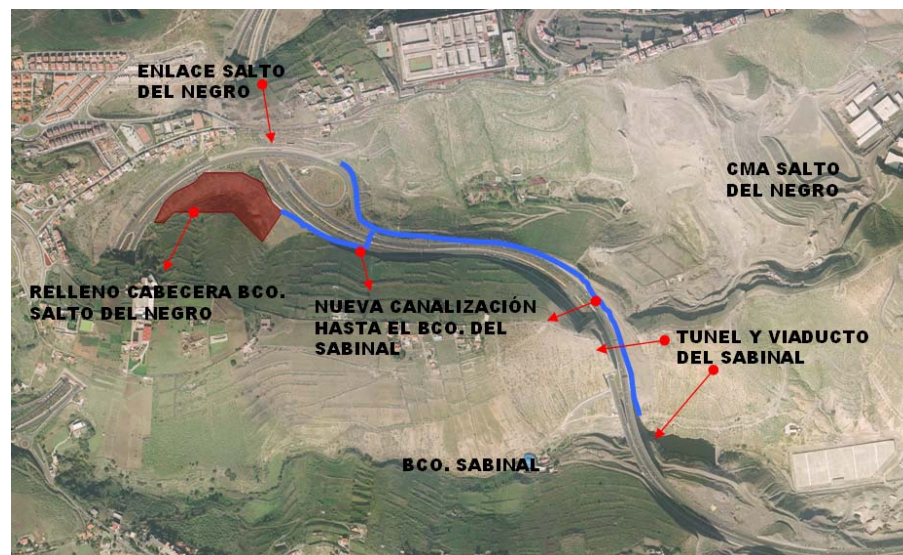


Figura 5. Conducción de las aguas de lluvia hacia el Bco. del Sabinal.

Con respecto a la viabilidad de las alternativas, en la primera de las planteadas las nuevas obras de drenaje quedan en todo momento bajo los rellenos de tierras que apoyan contra el terraplén del enlace y bajo el propio vaso de vertido, sin embargo esta solución obliga

a que las aguas sean recogidas en un depósito, que se ubicaría al pie del dique de cierre frontal del nuevo vaso de vertido, y dar salida a las aguas mediante bombeo hasta el punto de desagüe situado a la entrada del Complejo Medioambiental, en la zona de El Caidero. Además, la canalización del barranco bajo el vaso de vertido presenta serios inconvenientes de mantenimiento y limpieza de aterramientos por la gran longitud que presentaría, aproximadamente 700 m.

La segunda de las alternativas planteadas permitirá desviar toda el agua de lluvia que actualmente se vierte desde el enlace de Salto del Negro hacia el Complejo Medioambiental, hasta el siguiente barranco. Esta solución conlleva el tener que realizar un gran relleno de tierras de la vaguada trasera del enlace, y cabecera del cauce del barranco de Salto del Negro, para poder desviar las aguas de lluvia que entran en la obra de drenaje O.D. 3 y dejar la misma fuera de servicio. Sin embargo, llevar a cabo esta segunda alternativa implica realizar una obra mucho menos compleja que la primera alternativa, siendo necesario únicamente realizar el relleno de la vaguada y el canal que lleva las aguas desde la obra de drenaje O.D.4 hasta el barranco del Sabinal, frente a la canalización completa del barranco de Salto del Negro y la ejecución de un depósito y bombeo de las aguas de lluvia que implica la primera de las alternativas.

8.3.- Canalización de las aguas de lluvia del enlace hacia el Bco. del Sabinal.

La solución finalmente adoptada para resolver el problema que supone la presencia de estas obras de drenaje, se corresponde con la segunda alternativa, canalización de las aguas de lluvia del enlace hacia el barranco del Sabinal, para lo cual será necesario rellenar la vaguada trasera del enlace, introducir un nuevo canal que conduzca las aguas de lluvia que eran desaguadas por la obra de drenaje O.D. 3 hasta la obra de drenaje O.D. 4, recoger mediante cuneta las aguas vertidas por la cuneta tipo 4 y los tubos de $\Phi 600$ mm. que desaguan sobre el talud del terraplén del enlace, conectándolos con el final de la obra O.D. 4, y desde aquí, un nuevo canal que lleve todas estas aguas del enlace, interceptando en su trazado el caudal aportado por el tubo de $\Phi 1.000$ mm., hasta el barranco del Sabinal, siguiendo para ello el trazado de la autovía, ubicándolo entre el nuevo vaso de vertido y la calzada de la circunvalación.

8.3.1.- Relleno de la vaguada.

Para poder llevar a cabo esta solución, como ya se comentó anteriormente, es necesario proceder al relleno de la vaguada trasera del enlace y cabecera del barranco de Salto del Negro, para desviar las aguas que actualmente desagua la obra de drenaje O.D. 3 hasta la

obra de drenaje O.D. 4. Este relleno se realizará hasta alcanzar aproximadamente la cota 215 m., lo que supone un volumen de tierras de unos 160.000 m³.

8.3.2.- Canalización O.D. 4 hasta el barranco del Sabinal.

8.3.2.1.- Tramo 1.

Se ha realizado la definición de la nueva canalización que conducirá las aguas de lluvia recogidas en el enlace de Salto de Salto del Negro hasta el barranco del Sabinal. El trazado de este tramo de la canalización discurrirá siguiendo el trazado de la circunvalación, situada entre la autovía y el nuevo vaso de vertido, desde la obra de drenaje O.D. 4 hasta que alcance en cota la rasante de la autovía. Se representa en el plano 6.2 el longitudinal de la calzada izquierda de la circunvalación y el trazado de la canalización.

En la comprobación hidráulica realizada (Anexo 5.3) se obtiene que un canal de dimensiones interiores de 2,00 x 2,00 m., con una pendiente del 1% y un resguardo de 0,50 m., es capaz de desaguar un caudal de 12,805 m³/seg., superior al caudal máximo aportado por todas las obras de drenaje presentes en el enlace, que suman un total de 10,459 m³/seg. Se obtiene así que el calado necesario ($y = 1,281$ m.) más el resguardo considerado ($R = 0,50$ m.) es menor que la altura del canal, obteniendo además una velocidad máxima del caudal circulante de 4,08 m/seg., inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

8.3.2.2.- Tramo 2.

El segundo tramo de este canal comienza en el punto donde el canal alcanza en cota la rasante de la autovía y se prolonga siguiendo el trazado de la circunvalación hasta el barranco del Sabinal, donde actualmente desagua una cuneta (cuneta tipo 3) que será sustituida por este canal.

Se realiza la comprobación hidráulica del canal (Anexo 5.3) con las mismas dimensiones que las del tramo anterior y adoptando la pendiente de la circunvalación, que en este tramo presenta una pendiente máxima del 6%. Según los resultados obtenidos, para una pendiente del 6% el caudal máximo que es capaz de desaguar el canal es de 31,365 m³/seg., superior al caudal aportado por el tramo anterior y el caudal de la cuenta tipo 3 a la que sustituye, que suman un total de 12,506 m³/seg., y obteniendo que el calado ($y = 0,749$ m.) más el resguardo considerado ($R = 0,50$ m.) es menor que la altura del canal. Sin embargo, la velocidad máxima del caudal circulante por este tramo del canal es de 8,35 m/seg., superior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC., fijada para una superficie de hormigón en

6,00 m/seg.

Para corregir esta deficiencia y disminuir la velocidad que puede alcanzar el agua en este tramo del canal, se puede optar por disminuir la pendiente del tramo, sin embargo esta pendiente viene impuesta por el trazado de la propia circunvalación, por lo que acudir a pendientes menores supondría realizar un canal de mayor profundidad, pudiendo presentar problemas de ejecución al encontrarse este tramo al pie de un desmonte. Por ello será necesario durante la ejecución de las obras prestar especial atención en este tramo, adoptando los medios de disipación necesarios tales como la ejecución de rastrillos o dar un acabado de enchachado a la superficie de la solera, permitiendo de esta forma disminuir el coeficiente de rugosidad (K) del tramo.

Realizada nuevamente la comprobación (Anexo 5.3), para un canal de las mismas dimensiones y pendiente, y adoptando un coeficiente de rugosidad (K) de 35, se obtiene que el caudal máximo que es capaz de desaguar el canal es de 18,296 m³/seg., superior al caudal aportado por el tramo anterior y el caudal de la cuenta tipo 3 a la que sustituye, que suman un total de 12,506 m³/seg., y obteniendo que el calado ($y = 1,117$ m.) más el resguardo considerado ($R = 0,50$ m.) es menor que la altura del canal. Se comprueba de esta manera que la velocidad máxima del caudal circulante por este tramo del canal de 5,60 m/seg., inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

8.3.3.- Canalización tramo O.D. 3 – O.D. 4.

Para conducir las aguas de lluvia que desaguaba la obra de drenaje O.D. 3, puesta fuera de servicio por el relleno de la vaguada, hasta la obra de drenaje O.D. 4, se introduce un nuevo canal, que a la vez sustituye a la cuneta tipo 3 que actualmente está ejecutada en el margen derecho de la circunvalación y que desagua en la obra de drenaje O.D. 4.

La calzada derecha de la circunvalación presenta una pendiente longitudinal de 0,65%, por lo que la cuneta existente no tiene capacidad hidráulica para desaguar el caudal adicional que supone el caudal que desaguaba la obra de drenaje O.D. 3. Por ello se sustituirá la cuneta existente por un nuevo canal, realizándose la comprobación hidráulica del nuevo canal que tendrá una pendiente longitudinal del 1% y la misma sección de los canales descritos anteriormente.

En la comprobación hidráulica realizada (Anexo 5.4) se obtiene que un canal de dimensiones interiores de 2,00 x 2,00 m., con una pendiente del 1% y un resguardo de 0,50 m., es capaz de desaguar un caudal de 12,805 m³/seg., superior al caudal máximo aportado por la obra de drenaje O.D. 3 y la obra O.D. 4, que suman un total de 7,204 m³/seg. Se obtiene así

que el calado ($y = 0,965$ m.) más el resguardo considerado ($R = 0,50$ m.) es menor que la altura del canal, obteniendo además una velocidad máxima del caudal circulante por el canal de $3,73$ m/seg., inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

Con el cálculo anterior, se comprueba además que la obra de drenaje O.D. 4 tiene capacidad para dar alivio al incremento de caudal que proviene de la obra O.D. 3.

8.3.4.- Canalización de la cuneta tipo 4 y tubos $\Phi 600$ mm.

Para conducir las aguas de lluvia que desaguan los elementos de drenaje sobre el talud del enlace (cuneta tipo 4 y tubos de $\Phi 600$ mm.) se proyecta una nueva cuneta que durante su trazado recoja el caudal aportado por estas obras y lo conduzca hasta la desembocadura de la obra de drenaje O.D. 4, desde donde será llevado, junto con el resto, hasta el barranco del Sabinal.

Se realiza la comprobación hidráulica (Anexo 5.5) sobre una cuneta de dimensiones interiores de $0,70$ m. de profundidad y $1,10$ m. de base., que con una pendiente del 2% y un resguardo de $0,10$ m, es capaz de desaguar un caudal de $2,98$ m³/seg., superior al caudal máximo aportado por la cuneta tipo 4 y los tres tubos de $\Phi 600$ mm., que suman un total de $1,955$ m³/seg. Se obtiene así que el calado ($y = 0,509$ m.) más el resguardo considerado ($R = 0,10$ m.) es menor que la altura de la cuneta, obteniendo además una velocidad máxima del caudal circulante por el canal de $3,49$ m/seg., inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

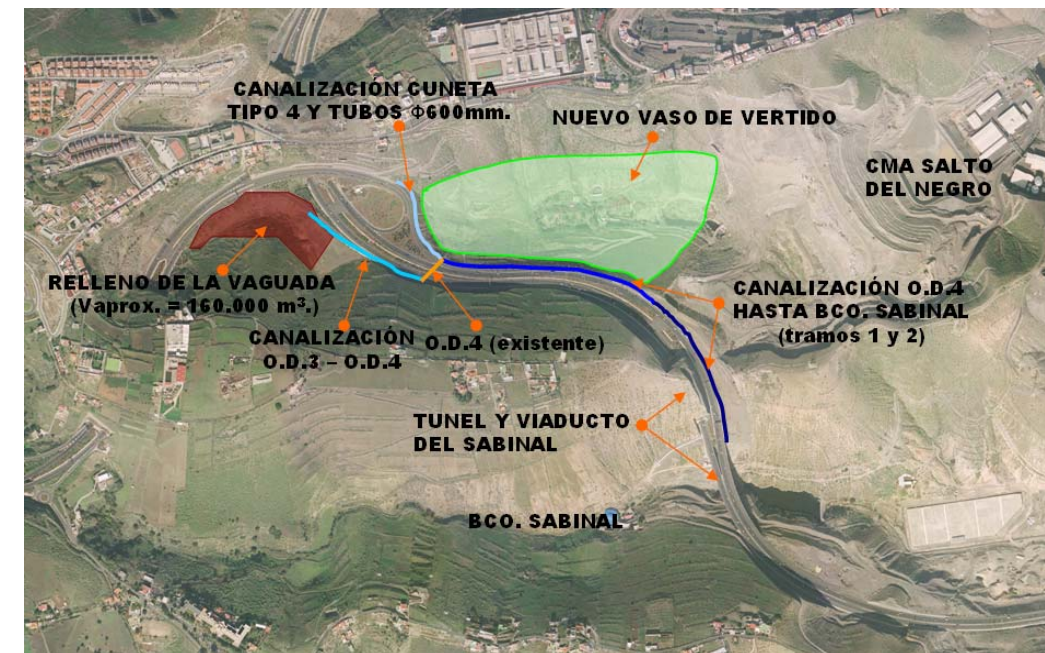


Figura 6. Canalización de las aguas de lluvia del enlace hacia el Bco. del Sabinal.

ANEXO 1.- DELIMITACIÓN DE CUENCAS.

ANEXO 2.- ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA 183 (CAPÓN).

TABLA 1. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS ANUALES.

ISLA DE GRAN CANARIA		Estación 183		Capón
X= 458.460		Y= 3.102.690		Z= 97
AÑO	PRECIPITACIÓN (mm/día)	AÑO	PRECIPITACIÓN (mm/día)	
1962	22,0			
1963	0,0			
1964	30,0			
1965	40,5			
1966	31,7			
1967	18,5			
1968	34,0			
1969	16,5			
1970	50,0			
1971	43,2			
1972	35,5			
1973	15,8			
1974	5,5			
1975	28,5			
1976	82,0			
1977	41,0			
1978	33,2			
1979	37,3			
1980	23,1			
1981	23,6			
1982	13,1			
1983	28,9			
1984	32,1			
1985	25,7			
1986	0,0			
1987	38,4			
1988	174,8			
1989	30,0			
1990	0,0			
1991	24,4			
1992	34,3			
1993	50,4			

ANEXO 3.- DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE CÁLCULO.

APLICACIÓN DE LA FÓRMULA RACIONAL PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA.

Se presenta a continuación el cálculo para la determinación del caudal de máxima avenida o caudal a desaguar en la zona correspondiente al nuevo vaso del vertedero.

DATOS DE PARTIDA

Precipitación máxima diaria ($P_d = \text{mm}$) / Periodo de retorno ($T = \text{años}$)

T (años)	2	5	10	25	50	100	500	1.000
P_d (mm)	28,7	59,2	79,4	104,9	123,8	142,6	186,1	204,8

ÁREA ($A = \text{m}^2$)	LONGITUD DEL CAUCE ($L = \text{Km}$)	PENDTE. MEDIA DEL CAUCE ($J = \text{m/m}$)
190.033,00	0,603	0,0200

INTENSIDAD MEDIA DIARIA DE PRECIPITACIÓN ($I_d = \text{mm/h}$)

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

T (años)	2	5	10	25	50	100	500	1.000
I_d (mm/h)	1,2	2,5	3,3	4,4	5,2	5,9	7,8	8,5

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN ($t = \text{horas}$)

$$t = 0,3 * \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \right]$$

Siendo el tiempo de concentración (horas):

t (horas)	0,43
t (minutos)	25,77

INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN ($I_t = \text{mm/h}$)

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{(28^{0,1-t^{0,1}})}{(28^{0,1}-1)}}$$

Cociente (I_1 / I_d), para vertiente Norte de las Islas = 8

Siendo la intensidad media de precipitación (mm/h):

T (años)	2	5	10	25	50	100	500	1.000
I_t (mm/h)	1,269	2,619	3,514	4,644	5,483	6,315	8,239	9,066

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA DE LA CUENCA (C)

$$C = \frac{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) - 1 \right] * \left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 23 \right]}{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 11 \right]^2}$$

Umbral de escorrentía P_0 (mm).

$$P_0 = K_1 * p_0$$

Siendo:

K_1 : Coeficiente del umbral de escorrentía.

Canarias: Vertiente Norte y en Islas de suave topografía = 3,5

p_0 : Estimación inicial del umbral de escorrentía

Toda el agua de precipitación que cae en el vaso será evacuada por el sistema de drenaje, por lo que no se producirá escorrentía en esta zona, adoptándose como coeficiente de escorrentía 1,00.

Siendo el coeficiente de escorrentía:

T (años)	2	5	10	25	50	100	500	1.000
C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

CAUDAL EN EL PUNTO DE DESAGÜE (Q)

La fórmula de cálculo será:

$$Q = \left(\frac{C * A * I}{K} \right)$$

Siendo:

- Q = Caudal de referencia en el punto de desagüe en m³/seg.
C = Coeficiente medio de escorrentía.
A = Área de la cuenca o superficie aportadora, en m².
I = Intensidad media de precipitación (mm) correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.
K = Coeficiente que depende de las unidades de Q y A, y que incluye un aumento de un 20% en el caudal para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación. En este caso se tomará K= 3.000.000.

Siendo el caudal (Q= m³/seg) en el punto de desagüe:

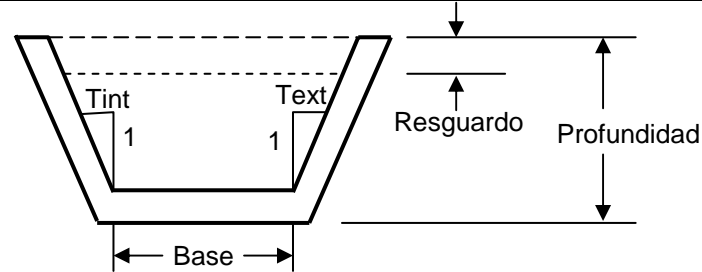
T (años)	2	5	10	25	50	100	500	1.000
Q (m ³ /seg.)	0,0804	0,1659	0,2226	0,2942	0,3473	0,4000	0,5219	0,5743

ANEXO 4.- DRENAJE PERIMETRAL DEL VASO. CUENCA N° 2.

TRAMO 1_NUEVO VASO DE VERTIDO

TIPO DE LA CUNETA: CUNETA REDUCIDA

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CUNETA.



T_{int} = 0,00
 T_{ext} = 0,00
 Profundidad = 0,70 m.
 Resguardo = 0,00 m.
 Base = 1,10 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DE LA CUNETA, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) = 0,770 m².
 Perímetro mojado (P) = 2,500 m.
 Radio Hidráulico (R_h) = 0,308 m.
 Coeficiente Rugosidad (K) = 60

$$R_h = \frac{S}{P}$$

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR LA CUNETA A SECCIÓN LLENA.

J (%)	J (m/m)	Q (m ³ /sg)
1%	0,010	2,107
2%	0,020	2,980
3%	0,030	3,650
4%	0,040	4,214
5%	0,050	4,712
6%	0,060	5,161
7%	0,070	5,575

J (%)	J (m/m)	Q (m ³ /sg)
8%	0,080	5,960
9%	0,090	6,321
10%	0,100	6,663
11%	0,110	6,988
12%	0,120	7,299
13%	0,130	7,597
14%	0,140	7,884

APLICACIÓN DE LA FÓRMULA RACIONAL PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA.

CÁLCULO DE LA ESCORRENTÍA SOBRE LOS DESMONTES.

Periodo de retorno de 25 años.
 Precipitación máxima diaria, P_d = 104,90 mm.
 Longitud del cauce, L = 0,14 Km.
 Pendiente media del cauce, J = 0,30 m/m.
 Cociente (I₁ / I_d):
 Canarias: Vertiente Norte de las Islas de marcado relieve = 8

$$t = 0,3 * \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \right]$$

t = 0,08 horas.
 t = 5,00 min.

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

I_d = 4,37 mm.

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{(28^{0,1} - t^{0,1})}{(28^{0,1} - 1)}}$$

I_t (terr) = 111,2 mm / h.

Coefficiente de escorrentía de la Cuenca:

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía, tendremos que conocer el valor del Umbral de Escorrentía dado por la Instrucción:

Estimación inicial del umbral de escorrentía P_0 (mm).

- Uso de la tierra: Rocas permeables.
- Pendiente: Superior o igual al 3%.
- Características hidrológicas:
- Grupo de suelo:
- Infiltración:
- Potencia:
- Textura:
- Drenaje:

Siendo: $P'_0 = 3,0$ mm.

Coefficiente del Umbral de Escorrentía:
Canarias: Vertiente Norte de las Islas de maracado relieve = 3,5

Obteniéndose: $P_0 = 10,5$ mm.

Siendo el Coeficiente de escorrentía:

$$C = \frac{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) - 1 \right] * \left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 23 \right]}{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 11 \right]^2}$$

$C_{terr} = 0,673$

CALCULO DE CAUDALES Y LONGITUDES CRITICAS DE LA CUNETETA.

Para el cálculo del caudal de referencia se tendrá en cuenta que el agua proveniente de Las laderas viene con un arrastre de sólidos con lo que se le aplicará un coeficiente de 1,20.

La fórmula de Cálculo será:

$$Q = \left[\left(\frac{C_{terr} * A_{terr} * I_{terr}}{K} \right) * 1,20 \right]$$

Para su cálculo los datos son los siguientes:

$C_{terr} = 0,673$ mm / h.

$A_{terr} = 137,45$ m²/m.

I_t (terr) = 111,206 mm / h.

Siendo "L" la longitud del trazado de la cuneta.

$k = 3.000.000$

Luego la longitud máxima para diferentes pendientes de la cuneta son:

$$L = \frac{Q * K}{\left[1,20 * (C_{terr} * A_{terr} * I_{terr}) \right]}$$

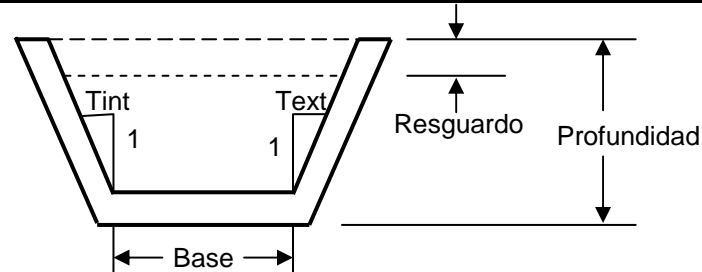
LONGITUDES CRÍTICAS DE LA CUNETETA PARA DISTINTAS PENDIENTES.

J (%)	J (m/m)	Q (m ³ /sg)	L _{crit} (m)	V (m/sg)
1%	0,010	2,107	511,9	2,736
2%	0,020	2,980	724,0	3,870
3%	0,030	3,650	886,7	4,740
4%	0,040	4,214	1.023,9	5,473
5%	0,050	4,712	1.144,7	6,119
6%	0,060	5,161	1.254,0	6,703
7%	0,070	5,575	1.354,5	7,240
8%	0,080	5,960	1.448,0	7,740
9%	0,090	6,321	1.535,8	8,209
10%	0,100	6,663	1.618,9	8,653
11%	0,110	6,988	1.697,9	9,076
12%	0,120	7,299	1.773,4	9,479
13%	0,130	7,597	1.845,8	9,866
14%	0,140	7,884	1.915,5	10,239

TRAMO 2_DRENAJE PERIMETRAL.

TIPO DE LA CUNETA: CUNETA REDUCIDA

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CUNETA.



$T_{int} = 0,00$
 $T_{ext} = 0,00$
 Profundidad = 0,90 m.
 Resguardo = 0,00 m.
 Base = 1,20 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DE LA CUNETA, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) = 1,080 m².
 Perímetro mojado (P) = 3,000 m.
 Radio Hidráulico (R_h) = 0,360 m.
 Coeficiente Rugosidad (K) = 60

$$R_h = \frac{S}{P}$$

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR LA CUNETA A SECCIÓN LLENA.

J (%)	J (m/m)	Q (m ³ /sg)
1%	0,010	3,279
2%	0,020	4,638
3%	0,030	5,680
4%	0,040	6,559
5%	0,050	7,333
6%	0,060	8,033
7%	0,070	8,676

J (%)	J (m/m)	Q (m ³ /sg)
8%	0,080	9,275
9%	0,090	9,838
10%	0,100	10,370
11%	0,110	10,876
12%	0,120	11,360
13%	0,130	11,824
14%	0,140	12,270

APLICACIÓN DE LA FÓRMULA RACIONAL PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA.

CÁLCULO DE LA ESCORRENTÍA SOBRE LOS DESMONTES.

Periodo de retorno de 25 años.
 Precipitación máxima diaria, P_d = 104,90 mm.
 Longitud del cauce, L = 0,25 Km.
 Pendiente media del cauce, J = 0,30 m/m.
 Cociente (I₁ / I_d):
 Canarias: Vertiente Norte de las Islas de marcado relieve = 8

$$t = 0,3 * \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \right]$$

t = 0,13 horas.
 t = 8,00 min.

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

I_d = 4,37 mm.

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{(28^{0,1} - t^{0,1})}{(28^{0,1} - 1)}}$$

I_t (terr) = 91,3 mm / h.

Coefficiente de escorrentía de la Cuenca:

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía, tendremos que conocer el valor del Umbral de Escorrentía dado por la Instrucción:

Estimación inicial del umbral de escorrentía P_0 (mm).

- Uso de la tierra: Rocas permeables.
- Pendiente: Superior o igual al 3%.
- Características hidrológicas:
- Grupo de suelo:
- Infiltración:
- Potencia:
- Textura:
- Drenaje:

Siendo: $P'_0 = 3,0$ mm.

Coefficiente del Umbral de Escorrentía:
Canarias: Vertiente Norte de las Islas de maracado relieve = 3,5

Obteniéndose: $P_0 = 10,5$ mm.

Siendo el Coeficiente de escorrentía:

$$C = \frac{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) - 1 \right] * \left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 23 \right]}{\left[\left(\frac{P_d}{P_0} \right) + 11 \right]^2}$$

$C_{terr} = 0,673$

CALCULO DE CAUDALES Y LONGITUDES CRITICAS DE LA CUNETA.

Para el cálculo del caudal de referencia se tendrá en cuenta que el agua proveniente de Las laderas viene con un arrastre de sólidos con lo que se le aplicará un coeficiente de 1,20.

La fórmula de Cálculo será:

$$Q = \left[\left(\frac{C_{terr} * A_{terr} * I_{terr}}{K} \right) * 1,20 \right]$$

Para su cálculo los datos son los siguientes:

$C_{terr} = 0,673$ mm / h.

$A_{terr} = 54,11$ m²/m.

I_t (terr) = 91,286 mm / h.

Siendo "L" la longitud del trazado de la cuneta.

$k = 3.000.000$

Luego la longitud máxima para diferentes pendientes de la cuneta son:

$$L = \frac{Q * K}{[1,20 * (C_{terr} * A_{terr} * I_{terr})]}$$

LONGITUDES CRÍTICAS DE LA CUNETA PARA DISTINTAS PENDIENTES.

J (%)	J (m/m)	Q (m ³ /sg)	L _{crit} (m)	Q _{TOTAL} (m ³ /sg)	V (m/sg)
1%	0,010	0,299	225,1	3,279	3,036
2%	0,020	1,658	1.246,4	4,638	4,294
3%	0,030	2,700	2.030,0	5,680	5,259
4%	0,040	3,579	2.690,7	6,559	6,073
5%	0,050	4,353	3.272,7	7,333	6,790
6%	0,060	5,053	3.798,9	8,033	7,438
7%	0,070	5,696	4.282,8	8,676	8,033
8%	0,080	-2,980	-2.240,4	9,275	8,588
9%	0,090	-2,980	-2.240,4	9,838	9,109
10%	0,100	-2,980	-2.240,4	10,370	9,602
11%	0,110	-2,980	-2.240,4	10,876	10,070
12%	0,120	-2,980	-2.240,4	11,360	10,518
13%	0,130	-2,980	-2.240,4	11,824	10,948
14%	0,140	-2,980	-2.240,4	12,270	11,361

ANEXO 5.- DRENAJE CUENCA Nº 3.

Anexo 5.1.- Situación de las obras de drenaje.

Anexo 5.2.- Cálculos hidrológicos y caudales de diseño.

DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS VERTIENTES DEL TRONCO.						
Cuenca	Área (km ²)	Cota Máxima	Cota Mínima	Longitud (km)	Pendiente	Tc (horas)
6	0,1139	320	235	0,279	0,30	0,1425
7	0,1031	310	200	0,522	0,21	0,2461
8	0,0062	206	200	0,206	0,03	0,1768
9	0,0121	215	178	0,157	0,24	0,0967
10	0,0039	200	185	0,102	0,15	0,0762
11	0,0365	300	190	0,323	0,34	0,1560
12	0,0344	280	215	0,171	0,38	0,0942

CAUDALES PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO DE LAS CUENCAS VERTIENTES DEL TRONCO.

Nºcuenca	Area(km ²)	Long(km)	Pendiente	T _c (horas)	I _d (25)	I _d (100)	I _d (500)	Pd(25)	Pd(100)	Pd(500)	II/Id	It/Id	It(25)	It(100)	It(500)	Po inic.	Coef.mul.	Po corr.	C(25)	C(100)	C(500)	Q25	Q100	Q500
6	0,1139	0,279	0,3047	0,1425	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	19,611	110,534	146,170	187,231	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,918	1,700	2,773
7	0,1031	0,522	0,2107	0,2461	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	15,424	86,936	114,963	147,258	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,653	1,210	1,973
8	0,0062	0,206	0,0291	0,1768	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	17,866	100,698	133,162	170,570	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,045	0,084	0,137
9	0,0121	0,157	0,2357	0,0967	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	23,081	130,089	172,029	220,355	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,115	0,213	0,348
10	0,0039	0,102	0,1471	0,0762	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	25,428	143,320	189,525	242,765	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,040	0,075	0,122
11	0,0365	0,323	0,3406	0,1560	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	18,866	106,335	140,616	180,117	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,283	0,524	0,855
12	0,0344	0,171	0,3801	0,0942	5,636	7,453	9,547	135,27	178,88	229,13	8	23,328	131,482	173,871	222,714	15	3,5	52,50	0,219	0,306	0,390	0,330	0,611	0,996

Caudales de diseño de las obras de drenaje del tronco				
Obra	TRAMO	P.K.	Cuencas	Caudal (m ³ /s)
O.D.3a	Tronco	Enlace Salto del Negro	6+7+11(Q500)	5,601
O.D.3c	Tronco		6+7+8+11(Q500)	5,738
O.D.3e	Tronco		6+7+8+9+11(Q500)	6,086
O.D.3g	Tronco		6+7+8+9+10+11(Q500)	6,208
O.D.4	Tronco	12+386,675(dcha) 12+334,373(izda)	12 (Q500)	0,996

Definición geométrica de las O.D. del tronco.													
Obra	Localización	P.K.	X inicio	Y inicio	X final	Y final	Z inicio	Z final	Longitud (m)	Sección	Entrada	Intermedio	Salida
O.D.3a	Tronco	Enlace Salto del Negro	456625,081	3103501,094	456721,496	3103498,915	190,200	184,608	101,680	Marco 2,00 X 2,00	Aleta		Pozo
O.D.3c	Tronco		456721,496	3103498,915	456782,093	3103497,546	184,608	181,274	60,610	Marco 2,00 X 2,00	Pozo		Pozo
O.D.3e	Tronco		456782,093	3103497,546	456924,896	3103494,319	181,274	173,396	143,240	Marco 2,00 X 2,00	Pozo		Pozo
O.D.3e	Tronco		456924,896	3103494,319	456976,213	3103493,159	173,396	170,410	54,470	Marco 2,00 X 2,00	Pozo		Aleta
O.D.4	Tronco	12+386,675(dcha) 12+334,373(izda)	456983,649	3103330,667	457018,464	3103401,200	201,380	186,881	75,950	Marco 2,00 X 2,00	Pozo	Pozo	Aleta

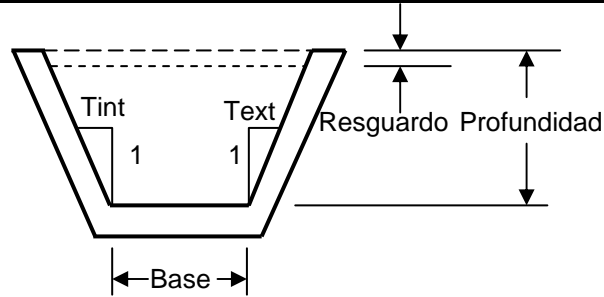
Cálculos hidráulicos de las O.D. del tronco.									
O.D.	TRAMO	Sección	Caudal (m ³ /s)	Pendiente(%)	hc(m)	vc(m/s)	He(m)	h(m)	v(m/s)
O.D.3a	Tronco	Marco 2,00 X 2,00	5,601	5,50	0,93	3,02	1,62	0,40	6,78
O.D.3c	Tronco	Marco 2,00 X 2,00	5,738	5,50	0,94	3,04	1,65	0,41	6,86
O.D.3e	Tronco	Marco 2,00 X 2,00	6,086	5,50	0,98	3,10	1,72	0,43	6,98
O.D.3g	Tronco	Marco 2,00 X 2,00	6,208	5,50	0,99	3,12	1,74	0,43	7,02
O.D.4	Tronco	Marco 2,00 X 2,00	0,996	15,00	0,29	1,70	0,51	0,09	4,90

Anexo 5.3.- Canalización O.D. 4 hasta el Bco. del Sabinal.

CÁLCULO DE LA OBRA DE CANALIZACIÓN.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE DESAGÜE DE LA CANALIZACIÓN.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CANAL.



$T_{int} =$	0,00
$T_{ext} =$	0,00
Profundidad =	2,00 m.
Resguardo =	0,50 m.
Base =	2,00 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DEL CANAL, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) =	3,000 m ² .
Perímetro mojado (P) =	5,000 m.
Radio Hidráulico (R_h) =	0,600 m.

$$R_h = \frac{S}{P}$$

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL.

Coefficiente Rugosidad (K) =	60
Longitud del Canal, L =	100,0 m.
Cota inicial, C_1 =	1,00 m.
Cota final, C_2 =	0,00 m.
Pendiente de la línea de energía, J =	0,010 m/m.

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR EL CANAL A SECCIÓN LLENA.

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

El caudal máximo de es capaz de desaguar el canal es:

$$Q = 12,805 \text{ m}^3/\text{sg.}$$

Luego, el caudal desaguado por la obra proyectada es superior al caudal de máximas avenidas, para el periodo de retorno considerado en el diseño de las obras existentes en el enlace.

CALCULO DEL CALADO MAXIMO DEL TRAMO DEL CANAL.

Para el caudal de avenida de la cuenca, el calado máximo será:

El caudal de avenida es: $Q = 10,459 \text{ m}^3/\text{sg.}$

El calado de la sección será: $y = 1,281 \text{ m.}$

EL CALADO MÁS EL RESGUARDO ES MENOR QUE LA ALTURA DEL CANAL

La velocidad máxima de circulación del agua:

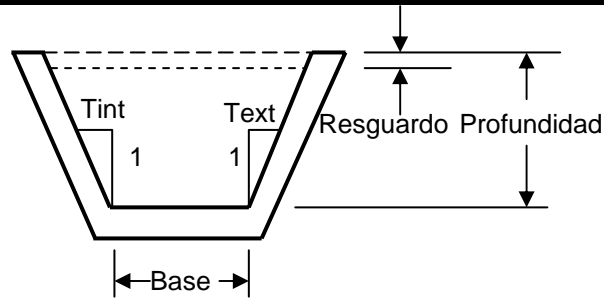
$$V = 4,08 \text{ m/sg.}$$

La velocidad del agua es inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

CÁLCULO DE LA OBRA DE CANALIZACIÓN.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE DESAGÜE DE LA CANALIZACIÓN.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CANAL.



$T_{int} = 0,00$
 $T_{ext} = 0,00$
 Profundidad = 2,00 m.
 Resguardo = 0,50 m.
 Base = 2,00 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DEL CANAL, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) = 3,000 m².
 Perímetro mojado (P) = 5,000 m.
 Radio Hidráulico (R_h) = 0,600 m. $R_h = \frac{S}{P}$

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL.

Coefficiente Rugosidad (K) = 60
 Longitud del Canal, L = 100,0 m.
 Cota inicial, C_1 = 6,00 m.
 Cota final, C_2 = 0,00 m.
 Pendiente de la línea de energía, J = 0,060 m/m.

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR EL CANAL A SECCIÓN LLENA.

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

El caudal máximo de es capaz de desaguar el canal es:

$$Q = 31,365 \text{ m}^3/\text{sg.}$$

Luego, el caudal desaguado por la obra proyectada es superior al caudal de máximas avenidas, para el periodo de retorno considerado en el diseño de las obras existentes, cuneta tipo 3 y canal.

CALCULO DEL CALADO MAXIMO DEL TRAMO DEL CANAL.

Para el caudal de avenida de la cuenca, el calado máximo será:

El caudal de avenida es: $Q = 12,506 \text{ m}^3/\text{sg.}$

El calado de la sección será: $y = 0,749 \text{ m.}$

EL CALADO MÁS EL RESGUARDO ES MENOR QUE LA ALTURA DEL CANAL

La velocidad máxima de circulación del agua:

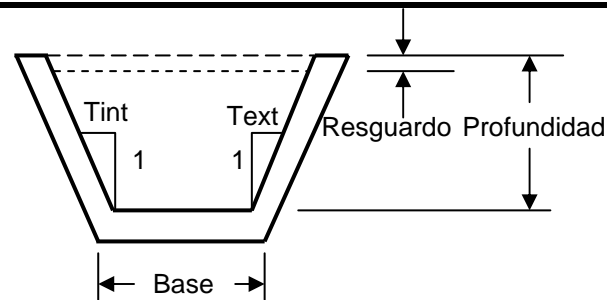
$$V = 8,35 \text{ m/sg.}$$

La velocidad del agua es superior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

CÁLCULO DE LA OBRA DE CANALIZACIÓN.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE DESAGÜE DE LA CANALIZACIÓN.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CANAL.



$T_{int} =$	0,00
$T_{ext} =$	0,00
Profundidad =	2,00 m.
Resguardo =	0,50 m.
Base =	2,00 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DEL CANAL, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) =	3,000 m ² .
Perímetro mojado (P) =	5,000 m.
Radio Hidráulico (R_h) =	0,600 m.

$$R_h = \frac{S}{P}$$

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL.

Coefficiente Rugosidad (K) =	35
Longitud del Canal, L =	100,0 m.
Cota inicial, C_1 =	6,00 m.
Cota final, C_2 =	0,00 m.
Pendiente de la línea de energía, J =	0,060 m/m.

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR EL CANAL A SECCIÓN LLENA.

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

El caudal máximo de es capaz de desaguar el canal es:

$$Q = 18,296 \text{ m}^3/\text{sg.}$$

Luego, el caudal desaguado por la obra proyectada es superior al caudal de máximas avenidas, para el periodo de retorno considerado en el diseño de las obras existentes, cuneta tipo 3 y canal.

CALCULO DEL CALADO MAXIMO DEL TRAMO DEL CANAL.

Para el caudal de avenida de la cuenca, el calado máximo será:

El caudal de avenida es: $Q = 12,506 \text{ m}^3/\text{sg.}$

El calado de la sección será: $y = 1,117 \text{ m.}$

EL CALADO MÁS EL RESGUARDO ES MENOR QUE LA ALTURA DEL CANAL

La velocidad máxima de circulación del agua:

$$V = 5,60 \text{ m/sg.}$$

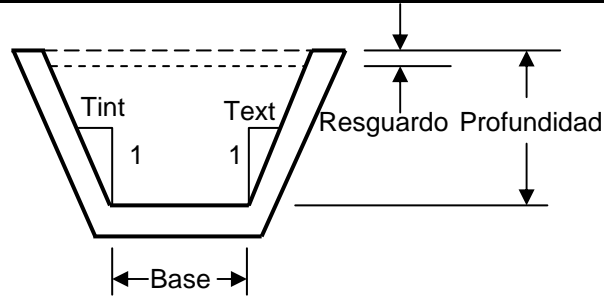
La velocidad del agua es inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

Anexo 5.4.- Canalización tramo O.D. 3 – O.D. 4.

CÁLCULO DE LA OBRA DE CANALIZACIÓN.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE DESAGÜE DE LA CANALIZACIÓN.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CANAL.



$T_{int} =$	0,00
$T_{ext} =$	0,00
Profundidad =	2,00 m.
Resguardo =	0,50 m.
Base =	2,00 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DEL CANAL, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) =	3,000 m ² .
Perímetro mojado (P) =	5,000 m.
Radio Hidráulico (R_h) =	0,600 m.

$$R_h = \frac{S}{P}$$

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL.

Coefficiente Rugosidad (K) =	60
Longitud del Canal, L =	100,0 m.
Cota inicial, C_1 =	1,00 m.
Cota final, C_2 =	0,00 m.
Pendiente de la línea de energía, J =	0,010 m/m.

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR EL CANAL A SECCIÓN LLENA.

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

El caudal máximo de es capaz de desaguar el canal es:

$$Q = 12,805 \text{ m}^3/\text{sg.}$$

Luego, el caudal desaguado por la obra proyectada es superior al caudal de máximas avenidas, para el periodo de retorno considerado en el diseño de las obras existentes en el enlace.

CALCULO DEL CALADO MAXIMO DEL TRAMO DEL CANAL.

Para el caudal de avenida de la cuenca, el calado máximo será:

El caudal de avenida es: $Q = 7,205 \text{ m}^3/\text{sg.}$

El calado de la sección será: $y = 0,965 \text{ m.}$

EL CALADO MÁS EL RESGUARDO ES MENOR QUE LA ALTURA DEL CANAL

La velocidad máxima de circulación del agua:

$$V = 3,73 \text{ m/sg.}$$

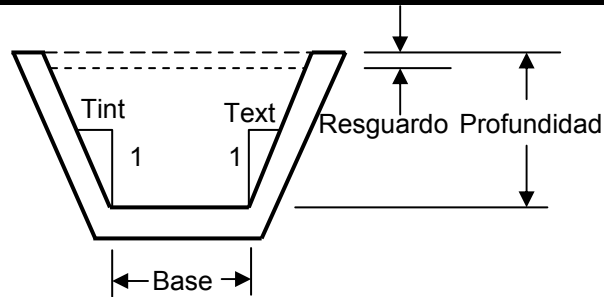
La velocidad del agua es inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.

Anexo 5.5.- Canalización de la cuneta tipo 4 y tubos $\Phi 600$ mm.

CÁLCULO DE LA OBRA DE CANALIZACIÓN.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE DESAGÜE DE LA CANALIZACIÓN.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CANAL.



$T_{int} =$	0,00
$T_{ext} =$	0,00
Profundidad =	0,70 m.
Resguardo =	0,00 m.
Base =	1,10 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS DEL CANAL, A SECCIÓN LLENA.

Area mojada (S) =	0,770 m ² .
Perímetro mojado (P) =	2,500 m.
Radio Hidráulico (R_h) =	0,308 m.

$$R_h = \frac{S}{P}$$

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL.

Coefficiente Rugosidad (K) =	60
Longitud del Canal, L =	100,0 m.
Cota inicial, C_1 =	2,00 m.
Cota final, C_2 =	0,00 m.
Pendiente de la línea de energía, J =	0,020 m/m.

CAUDAL MÁXIMO QUE ES CAPAZ DE DESAGUAR EL CANAL A SECCIÓN LLENA.

$$Q = k * S * R_h^{2/3} * J^{1/2}$$

El caudal máximo de es capaz de desaguar el canal es:

$$Q = 2,980 \text{ m}^3/\text{sg.}$$

Luego, el caudal desaguado por la obra proyectada es superior al caudal de máximas avenidas, para el periodo de retorno considerado en el diseño de las obras existentes en el enlace, cuneta tipo 4 y tubos $\Phi 600$ mm.

CALCULO DEL CALADO MÁXIMO DEL TRAMO DEL CANAL.

Para el caudal de avenida de la cuenca, el calado máximo será:

El caudal de avenida es: $Q = 1,955 \text{ m}^3/\text{sg.}$

El calado de la sección será: $y = 0,509 \text{ m.}$

EL CALADO MÁS EL RESGUARDO ES MENOR QUE LA ALTURA DEL CANAL

La velocidad máxima de circulación del agua:

$$V = 3,49 \text{ m/sg.}$$

La velocidad del agua es inferior a los límites impuestos por la Instrucción de Carreteras 5.2-IC.