



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA DRENAJE – HIDROLOGÍA



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA

DRENAJE – HIDROLOGÍA

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CLIMATOLOGÍA	1
3. HIDROLOGÍA	1
3.1. DATOS DE PARTIDA	1
3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES	1
3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS	1
3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN	8
3.3. ESTUDIO DE CUENCAS	8
3.4. CÁLCULO DE CAUDALES	9
3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS	9
3.4.2. CAUDALES DE LAS CUENCAS	13



1. INTRODUCCIÓN

El presente documento responde a lo indicado en el apartado 8 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente a la hidrología de la Variante Campana.

El presente capítulo tiene por finalidad conocer las circunstancias hidrológicas de las alcantarillas de drenaje transversal, permitiendo así definir las condiciones necesarias para el diseño de las obras de desagüe.

Los datos utilizados principalmente son los aportados por ETESA (Empresa de Transmisión Eléctrica S.A.).

2. CLIMATOLOGÍA

Debe ser consultado el "CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA" de la Fase 3, entregada al MOP.

3. HIDROLOGÍA

En el presente apartado se ha determinado la máxima precipitación diaria para una serie de periodos de retorno, realizándose para ello un análisis de las precipitaciones máximas diarias mediante ajustes estadísticos (Gumbel y SQRT-ET_{max}).

3.1. DATOS DE PARTIDA

El estudio hidrológico se ha iniciado con el análisis detallado de la pluviometría de la zona de actuación, a partir del cual se han determinado los valores de las precipitaciones para distintos periodos de retorno.

Los datos de precipitación empleados son los correspondientes a las estaciones hidrometeorológicas de Caimito (140-005) y Chame (138-005), pudiéndose observar los registros completos en el "CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA" de la Fase 3, entregada al MOP.

3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES

3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS

3.2.1.1. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE GUMBEL

Una variable aleatoria sigue una distribución de probabilidad de Gumbel si:

$$F(x) = e^{-e^{-(x-\alpha)/\beta}} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Donde x representa el valor a asumir por la variable aleatoria, con α y β parámetros y e base de los logaritmos neperianos.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Calmito (140-005)

DATOS	
AÑO	PRECIP. (mm)
1950	30.8
1951	45.8
1952	50.9
1953	52.7
1954	54.0
1955	55.2
1956	56.3
1957	57.3
1958	58.3
1959	59.3
1960	60.3
1961	61.3
1962	62.3
1963	63.3
1964	64.3
1965	65.3
1966	66.3
1967	67.3
1968	68.3
1969	69.3
1970	70.3
1971	71.3
1972	72.3
1973	73.3
1974	74.3
1975	75.3
1976	76.3
1977	77.3
1978	78.3
1979	79.3
1980	80.3
1981	81.3
1982	82.3
1983	83.3
1984	84.3
1985	85.3
1986	86.3
1987	87.3
1988	88.3
1989	89.3
1990	90.3
1991	91.3
1992	92.3
1993	93.3
1994	94.3
1995	95.3
1996	96.3
1997	97.3
1998	98.3
1999	99.3
2000	100.3
2001	101.3
2002	102.3
2003	103.3
2004	104.3
2005	105.3
2006	106.3
2007	107.3
2008	108.3
2009	109.3
2010	110.3
2011	111.3
2012	112.3
2013	113.3
2014	114.3
2015	115.3
2016	116.3
2017	117.3
2018	118.3
2019	119.3
2020	120.3
2021	121.3
2022	122.3
2023	123.3
2024	124.3
2025	125.3
2026	126.3
2027	127.3
2028	128.3
2029	129.3
2030	130.3
2031	131.3
2032	132.3
2033	133.3
2034	134.3
2035	135.3
2036	136.3
2037	137.3
2038	138.3
2039	139.3
2040	140.3
2041	141.3
2042	142.3
2043	143.3
2044	144.3
2045	145.3
2046	146.3
2047	147.3
2048	148.3
2049	149.3
2050	150.3
2051	151.3
2052	152.3
2053	153.3
2054	154.3
2055	155.3
2056	156.3
2057	157.3
2058	158.3
2059	159.3
2060	160.3
2061	161.3
2062	162.3
2063	163.3
2064	164.3
2065	165.3
2066	166.3
2067	167.3
2068	168.3
2069	169.3
2070	170.3
2071	171.3
2072	172.3
2073	173.3
2074	174.3
2075	175.3
2076	176.3
2077	177.3
2078	178.3
2079	179.3
2080	180.3
2081	181.3
2082	182.3
2083	183.3
2084	184.3
2085	185.3
2086	186.3
2087	187.3
2088	188.3
2089	189.3
2090	190.3
2091	191.3
2092	192.3
2093	193.3
2094	194.3
2095	195.3
2096	196.3
2097	197.3
2098	198.3
2099	199.3
2100	200.3

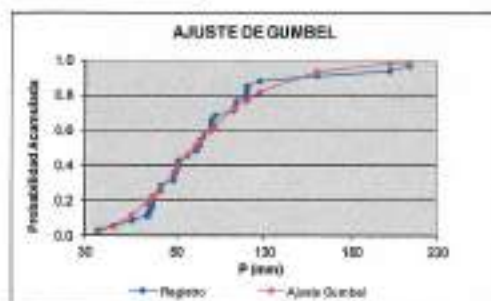


Figura 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Calmito (140-005)

Tabla 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

DATOS	
AÑO	PRECIP. (mm)
1950	30.8
1951	45.8
1952	50.9
1953	52.7
1954	54.0
1955	55.2
1956	56.3
1957	57.3
1958	58.3
1959	59.3
1960	60.3
1961	61.3
1962	62.3
1963	63.3
1964	64.3
1965	65.3
1966	66.3
1967	67.3
1968	68.3
1969	69.3
1970	70.3
1971	71.3
1972	72.3
1973	73.3
1974	74.3
1975	75.3
1976	76.3
1977	77.3
1978	78.3
1979	79.3
1980	80.3
1981	81.3
1982	82.3
1983	83.3
1984	84.3
1985	85.3
1986	86.3
1987	87.3
1988	88.3
1989	89.3
1990	90.3
1991	91.3
1992	92.3
1993	93.3
1994	94.3
1995	95.3
1996	96.3
1997	97.3
1998	98.3
1999	99.3
2000	100.3
2001	101.3
2002	102.3
2003	103.3
2004	104.3
2005	105.3
2006	106.3
2007	107.3
2008	108.3
2009	109.3
2010	110.3
2011	111.3
2012	112.3
2013	113.3
2014	114.3
2015	115.3
2016	116.3
2017	117.3
2018	118.3
2019	119.3
2020	120.3
2021	121.3
2022	122.3
2023	123.3
2024	124.3
2025	125.3
2026	126.3
2027	127.3
2028	128.3
2029	129.3
2030	130.3
2031	131.3
2032	132.3
2033	133.3
2034	134.3
2035	135.3
2036	136.3
2037	137.3
2038	138.3
2039	139.3
2040	140.3
2041	141.3
2042	142.3
2043	143.3
2044	144.3
2045	145.3
2046	146.3
2047	147.3
2048	148.3
2049	149.3
2050	150.3
2051	151.3
2052	152.3
2053	153.3
2054	154.3
2055	155.3
2056	156.3
2057	157.3
2058	158.3
2059	159.3
2060	160.3
2061	161.3
2062	162.3
2063	163.3
2064	164.3
2065	165.3
2066	166.3
2067	167.3
2068	168.3
2069	169.3
2070	170.3
2071	171.3
2072	172.3
2073	173.3
2074	174.3
2075	175.3
2076	176.3
2077	177.3
2078	178.3
2079	179.3
2080	180.3
2081	181.3
2082	182.3
2083	183.3
2084	184.3
2085	185.3
2086	186.3
2087	187.3
2088	188.3
2089	189.3
2090	190.3
2091	191.3
2092	192.3
2093	193.3
2094	194.3
2095	195.3
2096	196.3
2097	197.3
2098	198.3
2099	199.3
2100	200.3

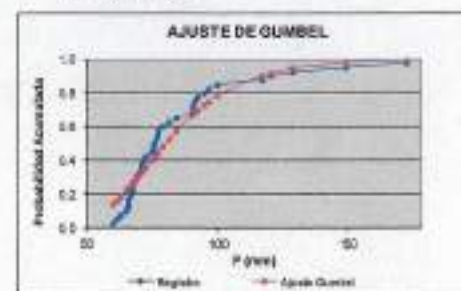


Figura 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

3.2.1.2. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE SQRT-ET_{MAX}

Esta ley utiliza funciones de distribución con dos parámetros, ajustándola por el método de máxima verosimilitud y presentando una gran estabilidad ante nuevos datos.

La función de distribución SQRT-ET_{MAX} tiene la siguiente expresión:

$$F(x) = 0 \quad (x < 0)$$

$$F(x) = e^{-k(1 + \sqrt{ax})e^{-\sqrt{ax}}} \quad (x \geq 0)$$

Siendo:

- $F(x)$ = Función de distribución de probabilidad de ocurrencia de una determinada tormenta.
- X = Precipitación máxima correspondiente a un periodo.
- a y k = Parámetro de escala y forma, respectivamente. Definen la ley y deben ser ajustados a los datos existentes.

La función logarítmica de máxima verosimilitud L , tiene la siguiente expresión:

$$L = \sum_{i=1}^N \ln f(x_i) \quad (2)$$

Siendo:

$$f(x) = \frac{k}{1+e^{-x}} h(x) F(x) \quad (3)$$

$$h(x) = \frac{a}{2} e^{-\sqrt{ax}} \quad (4)$$

Para obtener a y k se deriva la función (2) y se iguala a cero. De esta forma se obtiene:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^N \sqrt{ax_i} - 2N}{\sum_{i=1}^N x_i e^{-\sqrt{ax_i}}} \quad (5)$$

Donde:

- x_i = Valores de la precipitación máxima en 24 horas en el lugar "i", ordenados de menor a mayor.
- N = Número de datos.

Se sustituye (5) en (2), con lo cual esta queda en función de a y se obtiene el valor de a que maximiza (2).

Se obtiene el valor de k mediante (5).

De esta forma se obtienen las precipitaciones máximas diarias, en distintos periodos de retorno.

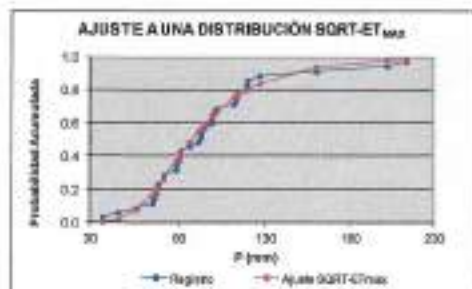
Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Calmito (140-005)

DATOS	
AÑO	PRECIPITACIÓN
1999	36.8
2000	48.8
2001	55.8
1982	53.7
1985	54.5
2003	65.8
2007	66.1
1987	66.9
1976	70.3
1979	73.8
2011	77.8
1989	78.1
1983	86.3
2009	86.3
1978	86.4
1984	86.1
1977	86.8
1984	87.4
1982	88.3
1985	88.8
1979	88.2
1974	88.8
1988	107.4
1980	111.8
1985	113.1
1981	113.5
1993	119.0
2010	119.4
2014	119.7
1995	127.0
2008	190.8
2012	202.8
2013	214.0

PARAMETROS	
ET _{max}	34
Media	80.84
Desviación	85.14
n	1.9924
k	152.0128
Cx	0.3980

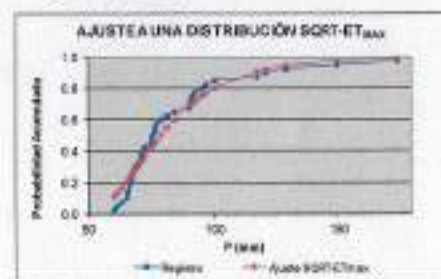
PERIODO RETORNO	PRECIPITACIÓN MÁXIMA P4 (mm)
2	87.8
5	118.2
10	140.8
25	175.4
50	201.5
100	228.5
500	298.8
1000	321.8

Figura 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Calmito (140-005)Tabla 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

DATOS	
AÑO	PRECIPITACIÓN
1977	40.0
1989	81.4
1972	83.1
1988	85.2
1988	85.8
1984	85.8
1984	86.2
1989	87.5
2001	87.5
2007	87.5
1986	88.0
2002	88.2
1988	89.8
1975	91.3
1978	91.8
2013	91.7
1997	92.5
1988	94.8
2012	95.4
1987	95.8
1988	95.5
1978	97.0
1978	97.2
1988	99.1
2016	97.4
1975	98.2
2018	97.7
1984	98.8
2001	99.8
2011	99.8
2013	99.4
2000	99.8
1982	99.8
1974	100.0
1984	118.8
2008	128.2
2014	128.2
1988	148.0
2008	179.8

PARAMETROS	
ET _{max}	32
Media	96.07
Desviación	94.35
n	1.9808
k	1092.0040
Cx	0.2800

PERIODO RETORNO	PRECIPITACIÓN MÁXIMA P4 (mm)
2	76.6
5	85.7
10	114.1
25	138.0
50	161.1
100	181.2
500	264.2
1000	286.2

Figura 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

3.2.1.3. TEST DE COMPROBACIÓN

Una vez realizada la modelización estadística, se ha llevado a cabo el test de comprobación para determinar la bondad del ajuste realizado.

Se ha empleado el test de Kolmogorov-Smirnov, que consiste en la comparación de la función de distribución teórica con la empírica observada. Este ajuste se adapta bien al presente caso puesto que, el modelo propuesto es de tipo continuo y el tamaño muestral es pequeño.

La frecuencia observada se ha determinado ordenando de menor a mayor los datos y aplicando la siguiente expresión:

$$F_n = n / (N+1)$$

Siendo:

- o $F_n(x)$ = Frecuencia observada acumulada.
- o n = Número de orden del dato.
- o N = Número total de datos.

La frecuencia teórica se ha determinado aplicando los parámetros anteriores a las funciones de distribución GUMBEL y SQRT-ET_{MAX}.

Este test de comprobación estudia las desviaciones verticales entre ambas funciones de distribución a través del estadístico D.

$$D = \sup |F_n(x) - F(x)|$$

Asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov-Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra se establece el siguiente criterio de aceptación:

Si $D < D_{\text{tab}}$, se acepta que el ajuste es adecuado con el nivel de confiabilidad asumido.

Se ha determinado también un coeficiente de determinación que indica qué proporción de la variación total de frecuencias observadas es explicado por las frecuencias teóricas acumuladas. El coeficiente de determinación se encuentra definido por la siguiente expresión.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)_i - \overline{F_n(x)})^2}{\sum (F_n(x)_i - \overline{F_n(x)})^2}$$

Siendo:

- o R^2 = Coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$
- o $\overline{F_n(x)}$ = Media de las frecuencias observadas acumuladas.

A continuación, se expone el resultado de los cálculos realizados para los ajustes de Gumbel y SQRT-ET_{MAX}:

Tabla 5.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Caimito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	F(x) _i - F(x)
1	30.5	0.028571	0.01900	0.011900
2	45.8	0.057143	0.04771	0.009398
3	55.8	0.085714	0.11880	0.026776
4	63.7	0.114286	0.18185	0.075909
5	64.8	0.142857	0.20851	0.065654
6	65.8	0.171429	0.21615	0.045977
7	66.0	0.200000	0.21934	0.019340
8	66.9	0.228571	0.22539	0.002233
9	70.3	0.257143	0.26744	0.009696
10	70.6	0.285714	0.29306	0.016406
11	77.8	0.314286	0.29315	0.000229
12	78.1	0.342857	0.30786	0.017931
13	80.0	0.371429	0.36087	0.012856
14	80.2	0.400000	0.38756	0.013242
15	80.8	0.428571	0.38188	0.046693
16	80.1	0.457143	0.40860	0.051720
17	80.5	0.485714	0.51421	0.028497
18	82.4	0.514286	0.52442	0.010137
19	80.8	0.542857	0.59945	0.056592
20	84.5	0.571429	0.59100	0.012220
21	88.0	0.600000	0.60281	0.002811
22	89.2	0.628571	0.60685	0.021716
23	89.5	0.657143	0.60709	0.040054
24	101.4	0.685714	0.62752	0.058193
25	111.8	0.714286	0.70717	0.006990
26	113.1	0.742857	0.79338	0.051497
27	113.5	0.771429	0.75043	0.020995
28	118.0	0.800000	0.77284	0.027151
29	119.4	0.828571	0.77515	0.053425
30	118.7	0.857143	0.77746	0.079647
31	127.0	0.885714	0.82127	0.064437
32	139.9	0.914286	0.90949	0.022803
33	202.3	0.942857	0.98471	0.041854
34	214.0	0.971429	0.98485	0.013371

$$F(x) = 1 - e^{-e^{-x/b}}$$

$$u = \ln(0.4580475)$$

$$\ln(0.7196885)$$

$$med = media$$

$$s = desviación$$

mu	55.94
sigma	38.14
ln	38.9750
ln	0.0326

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.2706

Coefficiente de determinación	
R ²	0.9841

Tabla 6.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ET_{max}. Estación Caimito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	F(x) _i - F(x)
1	30.5	0.028571	0.001205	0.027367
2	45.8	0.057143	0.015227	0.041916
3	55.8	0.085714	0.075726	0.011987
4	63.7	0.114286	0.163516	0.049230
5	64.8	0.142857	0.175318	0.032461
6	65.8	0.171429	0.191472	0.020043
7	66.0	0.200000	0.194207	0.005793
8	66.9	0.228571	0.206654	0.021919
9	70.3	0.257143	0.252310	0.001833
10	70.6	0.285714	0.259697	0.026017
11	77.8	0.314286	0.307646	0.033356
12	78.1	0.342857	0.370791	0.027934
13	80.0	0.371429	0.398577	0.027148
14	80.2	0.400000	0.401478	0.001478
15	80.8	0.428571	0.407264	0.021306
16	80.1	0.457143	0.484174	0.027031
17	80.5	0.485714	0.544977	0.059263
18	82.4	0.514286	0.564483	0.050197
19	80.8	0.542857	0.589281	0.046424
20	84.5	0.571429	0.592549	0.021119
21	88.0	0.600000	0.637125	0.037125
22	89.2	0.628571	0.645230	0.016659
23	89.5	0.657143	0.643293	0.013850
24	101.4	0.685714	0.682230	0.003484
25	111.8	0.714286	0.750089	0.035803
26	113.1	0.742857	0.789367	0.046510
27	113.5	0.771429	0.763383	0.008046
28	118.0	0.800000	0.788473	0.011527
29	119.4	0.828571	0.809945	0.027726
30	118.7	0.857143	0.802006	0.055137
31	127.0	0.885714	0.845004	0.040710
32	139.9	0.914286	0.938563	0.024277
33	202.3	0.942857	0.980417	0.037560
34	214.0	0.971429	0.966472	0.014957

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0860

Coefficiente de determinación	
R ²	0.9879

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Caimito (140-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación resulta ser de 0.9841; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{max} el valor del coeficiente es

de 0.9879. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 98% las variaciones observadas.

Tabla 7.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	$ F(x) - F(x) $
1	80.0	0.025000	0.138811	0.113811
2	81.4	0.050000	0.156690	0.106690
3	83.1	0.075000	0.166593	0.111593
4	85.2	0.100000	0.222157	0.122157
5	85.5	0.125000	0.229176	0.104176
6	85.5	0.150000	0.232712	0.082712
7	86.2	0.175000	0.238835	0.063835
8	87.0	0.200000	0.254389	0.054389
9	87.5	0.225000	0.263400	0.038400
10	87.5	0.250000	0.263400	0.013400
11	88.0	0.275000	0.272623	0.003377
12	88.5	0.300000	0.287515	0.012482
13	88.9	0.325000	0.306245	0.016755
14	91.0	0.350000	0.329183	0.029187
15	91.0	0.375000	0.329183	0.045817
16	91.7	0.400000	0.342582	0.057418
17	92.5	0.425000	0.357938	0.067062
18	94.5	0.450000	0.402689	0.047611
19	95.4	0.475000	0.413854	0.061446
20	95.5	0.500000	0.415661	0.084669
21	98.5	0.525000	0.434456	0.090544
22	97.0	0.550000	0.443895	0.108125
23	97.2	0.575000	0.447858	0.127342
24	98.1	0.600000	0.463979	0.117021
25	81.4	0.625000	0.524459	0.100541
26	84.2	0.650000	0.572801	0.077389
27	86.1	0.675000	0.603865	0.011135
28	90.0	0.700000	0.670914	0.029085
29	90.8	0.725000	0.670914	0.054085
30	91.5	0.750000	0.693325	0.066675
31	82.4	0.775000	0.693325	0.070619
32	94.9	0.800000	0.727005	0.072982
33	98.8	0.825000	0.748674	0.076098
34	100.0	0.850000	0.780291	0.069799
35	116.0	0.875000	0.903434	0.028434
36	120.2	0.900000	0.910488	0.010488
37	126.3	0.925000	0.945531	0.020531
38	140.5	0.950000	0.981788	0.031788
39	173.8	0.975000	0.994843	0.019843

$$F(x) = 1 - e^{-e^{-x/\alpha}}$$

$$\alpha = 0.450047^{\circ}\text{S}$$

$$1/\alpha = 0.775698^{\circ}\text{S}$$

med = media

S = desviación

em	84.07
sn	34.55
u*	73.0174
sn*	0.0522

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1073

Coefficiente de determinación	
R ²	0.9346

Tabla 8.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ETMAX. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	$ F(x) - F(x) $
1	80.0	0.025000	0.110065	0.085065
2	81.4	0.050000	0.120460	0.070460
3	83.1	0.075000	0.136457	0.061457
4	85.2	0.100000	0.207965	0.107965
5	85.5	0.125000	0.216158	0.091158
6	85.5	0.150000	0.220348	0.070348
7	86.2	0.175000	0.228709	0.053709
8	87.0	0.200000	0.249054	0.049054
9	87.5	0.225000	0.256375	0.031375
10	87.5	0.250000	0.256375	0.006375
11	88.0	0.275000	0.267190	0.017190
12	88.5	0.300000	0.286610	0.013610
13	88.9	0.325000	0.308714	0.016229
14	91.0	0.350000	0.333001	0.016999
15	91.0	0.375000	0.359351	0.016154
16	91.7	0.400000	0.388502	0.016502
17	92.5	0.425000	0.399118	0.036118
18	94.5	0.450000	0.418173	0.031673
19	95.4	0.475000	0.429012	0.049012
20	95.5	0.500000	0.431141	0.068859
21	95.5	0.525000	0.452244	0.072798
22	97.0	0.550000	0.462888	0.087112
23	97.2	0.575000	0.468796	0.108204
24	98.1	0.600000	0.508290	0.094790
25	91.4	0.625000	0.548486	0.079402
26	84.2	0.650000	0.598682	0.086408
27	86.1	0.675000	0.608625	0.071825
28	90.0	0.700000	0.607671	0.092329
29	90.8	0.725000	0.607671	0.027329
30	91.5	0.750000	0.705687	0.048343
31	92.4	0.775000	0.721218	0.063784
32	94.3	0.800000	0.751188	0.048842
33	96.8	0.825000	0.789780	0.066220
34	100.0	0.850000	0.803122	0.046878
35	116.0	0.875000	0.899320	0.024320
36	120.2	0.900000	0.922357	0.022357
37	126.3	0.925000	0.940129	0.015129
38	140.5	0.950000	0.979557	0.029557
39	173.8	0.975000	0.982198	0.017198

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1082

Coefficiente de determinación	
R ²	0.9583

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Chame (138-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación

resulta ser de 0.9348; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{MAX} el valor del coeficiente es de 0.9582. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 93% las variaciones observadas.

3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN

Seleccionando los valores máximos de entre los obtenidos por los diferentes ajustes se llega a la precipitación máxima diaria previsible para cada período de retorno, siendo los valores obtenidos los recogidos en la tabla adjunta.

Tabla 9.-Valores de precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

T	Estación Cairito			Estación Chame		
	Gumbel	SQRT-ET _{MAX}	Valor máximo	Gumbel	SQRT-ET _{MAX}	Valor máximo
2	89.6	87.3	89.6	80.0	78.8	80.0
5	123.3	119.3	123.3	101.7	99.7	101.7
10	145.6	142.6	145.6	116.1	114.7	116.1
25	173.8	175.4	175.4	134.2	135.0	135.0
50	194.7	201.5	201.5	147.7	151.1	151.1
100	215.5	229.0	229.0	161.1	167.9	167.9
500	263.5	298.9	298.9	192.0	208.9	208.9
1000	284.1	331.5	331.5	205.2	229.2	229.2

3.3. ESTUDIO DE CUENCAS

En este apartado se definen las cuencas hidrográficas en la zona de la Variante Campana que vierten a los distintos cauces naturales interceptados por el trazado proyectado.

Para la delimitación de las cuencas vertientes se utilizó la Carta Nacional a escala 1:50.000 y la topografía de detalle a escala 1:1.000.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

En el cuadro que se presenta a continuación se muestran las principales características físicas de las cuencas identificadas.

Se presenta un plano con la delimitación de las cuencas.

Tabla 10.-Características físicas de las cuencas identificadas

Cuenca	Área (ha)	Longitud máx. (m)	Desnivel máx. (m)	Pendiente (m/m)	Uso del suelo (%)		
					Pavimentado	Urbano	Suburbano
C-50	1 956.83	8 648.55	665	0.0890	Método de Crecidas Máximas		
C-50A	2 184.03	8 821.26	665	0.0835	Método de Crecidas Máximas		
C-61	163.17	2 229.88	480	0.1561	2%	-	98%
C-61-A	71.93	1 905.40	460	0.1700	2%	-	98%
C-52	58.26	1 381.72	265	0.1107	4%	-	96%
C-53	11.38	691.50	181	0.0607	5%	-	95%
C-54	2.89	269.00	235	0.1970	8%	-	92%
C-54A	3.77	194.00	183	0.0773	8%	-	92%
C-55	18.52	206.00	160	0.1800	15%	-	85%
C-55A	1.28	110.00	218	0.2355	15%	-	85%
C-56	8.09	354.00	128	0.1053	7%	-	93%
C-57	583.91	4 513.34	600	0.1283	Método de Crecidas Máximas		
C-58	3.38	432.61	33	0.0254	4%	-	96%
C-59	38.05	757.18	50	0.0213	3%	-	97%

Estos porcentajes se refieren al porcentaje de área de cada cuenca que se ve afectada por los coeficientes de pavimento, urbano y suburbano. En estos casos el área de las cuencas es prácticamente toda suburbana, presentando pocas áreas pobladas y el porcentaje de áreas asfaltadas es la correspondiente al área de la vía que se construirá.

Así, el valor del coeficiente de escorrentía de una cuenca se obtiene del siguiente modo:

$$C_{cuenca} = 1.0 \times \% \text{suelo pavimentado} + 0.9 \times \% \text{suelo urbano} + 0.75 \times \% \text{suelo suburbano}$$

El valor de las “%” del uso del suelo están presentadas en la tabla 10 y el valor del C de cada cuenca se presenta en la tabla 13.

3.4. CÁLCULO DE CAUDALES

3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS

De acuerdo con lo expuesto en el Pliego de Cargos, y siguiendo las especificaciones del Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá, el Método Racional se ha aplicado para cuencas con áreas inferiores a las 250 hectáreas.

3.4.1.1. MÉTODO RACIONAL

El Método Racional emplea la siguiente formulación:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{360}$$

Donde:

- Q = Caudal (m³/s).
- C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
- A = Área de drenaje (ha).
- I = intensidad de la lluvia en (mm/h).

En función de la formulación expuesta, en los siguientes apartados se definen los parámetros empleados, a partir de los cuales se obtuvieron los resultados sobre la demanda hidráulica de las diferentes cuencas estudiadas mediante el Método Racional.

3.4.1.1.1. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Para la determinación del coeficiente de escorrentía se tuvo en cuenta lo establecido en el Pliego de Cargos, en el que se requiere que los valores a considerar son los que siguen:

- Áreas completamente pavimentadas = 1.00
- Áreas urbanas = 0.90
- Áreas suburbanas forestadas = 0.75

3.4.1.1.2. INTENSIDAD DE LA LLUVIA

El cálculo de la intensidad de lluvia se ha realizado de acuerdo con las formulaciones recogidas en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos.

Las intensidades de lluvia adoptadas para la ciudad de Panamá y que vienen siendo utilizadas por el MOP en sus diseños, se encuentran en las fórmulas contenidas en el Estudio de Drenaje de la Ciudad de Panamá, elaborado en el año de 1972. Estas fórmulas fueron obtenidas de datos estadísticos sobre precipitaciones pluviales en un periodo de 57 años; dichos datos fueron obtenidos en las Estaciones Meteorológicas de Balboa Heights y Balboa Docks, adyacentes a la Ciudad de Panamá y en la Estación Pluviométrica de la Universidad de Panamá.

La intensidad de precipitación considerada para aplicar en la formulación debería corresponder a una precipitación uniforme por toda la extensión de la cuenca durante el tiempo considerado. De acuerdo con la publicación anteriormente mencionada, las formulaciones consideradas para la vertiente del Pacífico, y para los diferentes periodos de retorno considerados son las siguientes:

Periodo de retorno = 1 cada 2 años

$$I = \frac{227}{29 + T^0.78}$$

Periodo de retorno = 1 cada 5 años

$$I = \frac{294}{36 + T^0.78}$$

Periodo de retorno = 1 cada 10 años

$$I = \frac{323}{36 + T^0.78}$$

Periodo de retorno = 1 cada 25 años

$$I = \frac{370}{37 + T^0.78}$$

Periodo de retorno = 1 cada 50 años

$$I = \frac{370}{33 + T^0.78}$$

Donde:

- i = intensidad de lluvia en pulg. / hr.
- TC = Tiempo de concentración en minutos.

Para el Período de retorno de 100 años no existe formulación, por lo que se aplicará directamente la curva IDF del Manual para la Revisión del Planos del MOP, para el DATUM BALBOA:

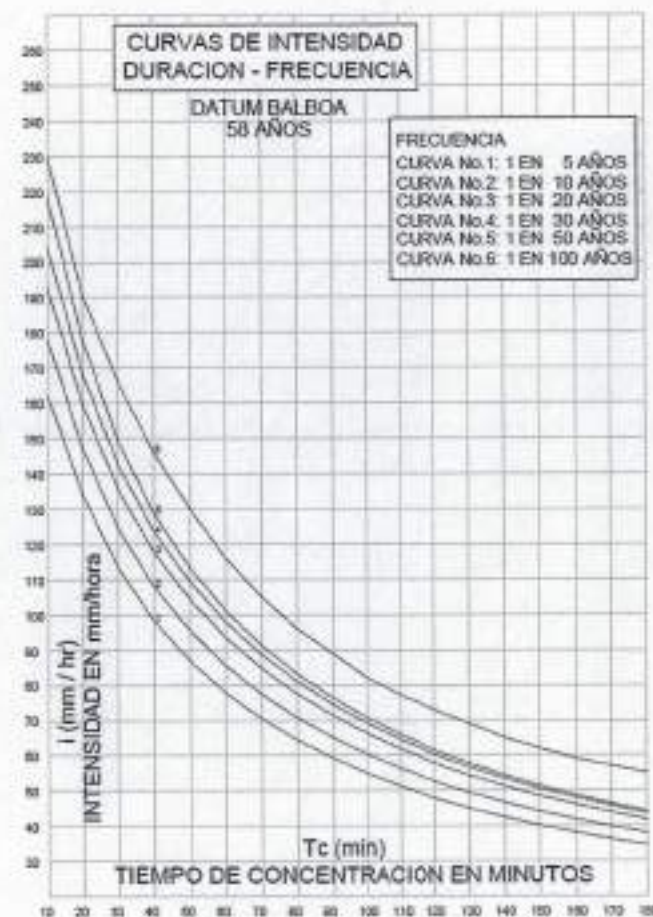


Figura 5.-Curvas IDF Datum Balboa

A la vista de las formulaciones anteriores y de la curva IDF para T=100 años de la figura anterior, para el cálculo de la intensidad de precipitación ha sido necesario determinar el tiempo de concentración de cada cuenca o área aportante, ya que en caso de emplear un tiempo menor de concentración no se logra que toda la cuenca contribuya al caudal, y si ocurre el caso opuesto (un tiempo mayor de concentración), la intensidad máxima sería menor.

Existen muchos métodos para estimar el tiempo de concentración, el cual depende de la longitud del cauce principal, así como de la diferencia de nivel entre dos puntos, el más bajo y el más elevado, donde éste último es el lugar donde la gota inicia su recorrido. En el análisis de caudales del presente estudio se ha empleado la formulación de Kirpich, al ser la de uso más común en proyectos de esta índole en el ámbito de estudio, siendo la expresión empleada la siguiente:

$$T_c = 3,9780 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,383}$$

Donde:

- T_c : tiempo de concentración de la hoya hidrográfica (min).
- L : longitud del cauce principal (km).
- S : pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce (m/m).

La estimación del tiempo de concentración se realizó tomando los valores obtenidos mediante la formulación anterior, definiéndose, no obstante, una duración mínima de 15 minutos, para tener en consideración el tiempo mínimo que tarda la lluvia en concentrarse inicialmente, el cual no tiene en cuenta las características físicas de la cuenca.

3.4.1.2. ANÁLISE REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS

Para el estudio de los caudales aportados por áreas de drenaje mayores a 250 ha se han utilizado los parámetros indicados en el folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006", elaborado por ETESA.

En dicho documento se proponen una serie de fórmulas para cada una de las regiones de Panamá, a partir de las cuales se obtiene el valor del caudal promedio máximo de una avenida teniendo en cuenta el área de la cuenca correspondiente.

Para definir las regiones de crecidas máximas, la publicación anteriormente mencionada divide el territorio de la República de Panamá en 9 zonas, cada una de ellas con idéntica ecuación y tabla de distribución de frecuencia.

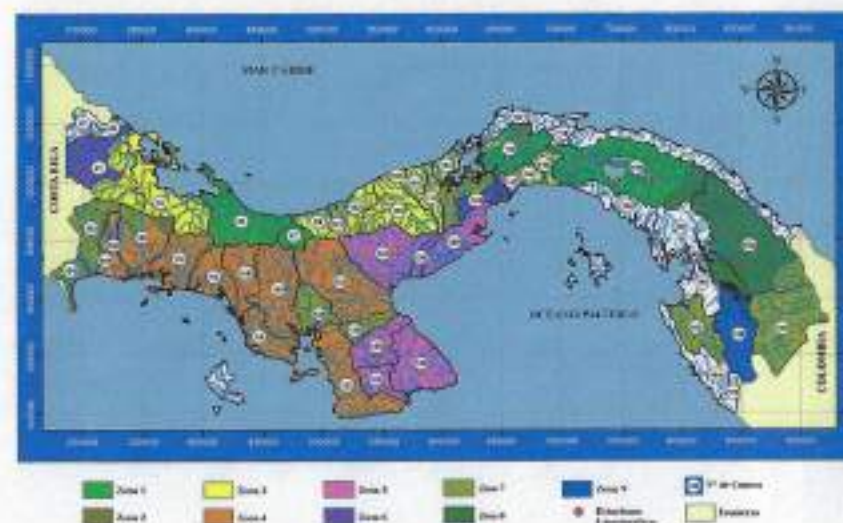


Figura 6.-Regiones hidroclimáticamente homogéneas. República de Panamá

De acuerdo con la división del territorio mostrada en la imagen adjunta, el ámbito de estudio se encuadra dentro de la Zona 5. Así, el caudal promedio máximo se ha calculado a partir de las formulaciones recogidas en la *Erro! A origem da referência não foi encontrada.*

Tabla 11.- Ecuaciones y distribuciones de frecuencia según la zona considerada

Zona	Número de ecuaciones	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{max} = 14A^{0.29}$	Tabla # 1
2	1	$Q_{max} = 36A^{0.29}$	Tabla # 3
3	2	$Q_{max} = 25A^{0.29}$	Tabla # 1
4	2	$Q_{max} = 25A^{0.29}$	Tabla # 4
5	3	$Q_{max} = 14A^{0.29}$	Tabla # 1
6	3	$Q_{max} = 14A^{0.29}$	Tabla # 2
7	4	$Q_{max} = 36A^{0.29}$	Tabla # 1
8	5	$Q_{max} = 4.5A^{0.29}$	Tabla # 3
9	2	$Q_{max} = 25A^{0.29}$	Tabla # 3

$$Q_{max} = 14 \cdot A^{0.29}$$

Donde:

Q_{max} : caudal promedio máximo (m^3/s).

A: área de la cuenca (km^2).

El caudal máximo instantáneo para los distintos periodos de recurrencia se ha obtenido multiplicando el caudal promedio máximo, calculado conforme a la expresión anterior, por los factores que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 12.- Factores para diferentes periodos de retorno en años

Factores Q_{max}/Q_{prom} para distintos T_r				
T_r años	Tabla # 1	Tabla # 2	Tabla # 3	Tabla # 4
1.005	0.28	0.28	0.1	0.34
1.65	0.43	0.44	0.45	0.48
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.82	0.83	0.82	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.74
10	1.66	1.64	1.5	1.53
25	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1.000	3.83	3.71	3.33	3.14
10.000	5.05	5.00	4.4	4.00

Los factores para los diferentes periodos de retorno se han obtenido del Cuadro 8 del folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006", elaborado por ETESA. El factor para el periodo de retorno de 500 años (probabilidad 0,2%), no incluido en la tabla anterior, se ha obtenido a partir de la tabla de distribución de frecuencia correspondiente (en este caso la número 1), incluida en la mencionada publicación, siendo el valor considerado igual a 3.45.

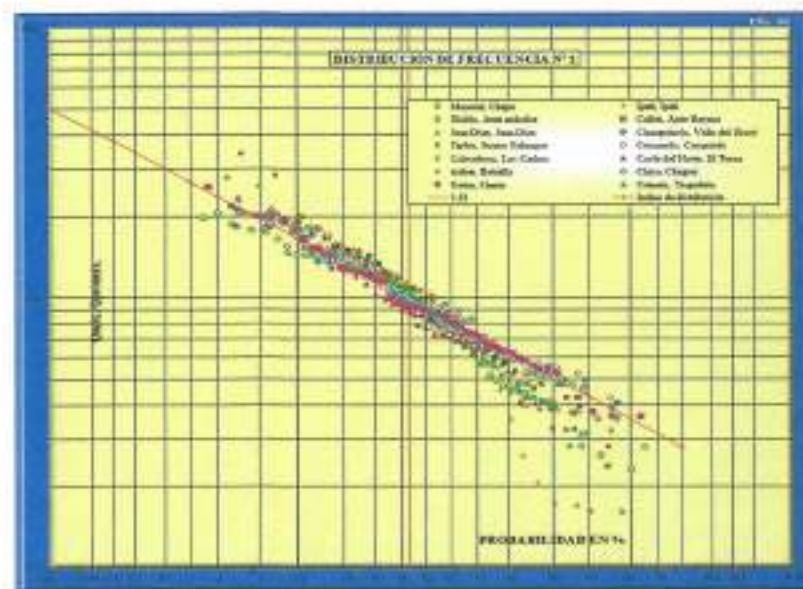


Figura 7.-Tabla de distribución de frecuencia n.º 1

3.4.2. CAUDALES DE LAS CUENCAS

Para el estudio de los caudales aportados por áreas de drenaje menores que 250 ha se ha aplicado la formulación del Método Racional por áreas de drenaje mayores que 250 se han utilizado los parámetros indicados en el folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006".

A continuación, se muestra un cuadro resumen donde se recogen los valores de los caudales de escomentia totales obtenidos con los diferentes métodos para distintos periodos de retorno, así como los parámetros considerados en cada caso.

Tabla 13.- Tabla resumen de los caudales de escorrentía

Cuenca	Área (ha)	Tc (min)	C	Intensidad de lluvia (mm/h)						Caudales m³/s						Caudal de diseño (m³/s)
				T=5	T=10	T=20	T=25	T=50	T=100	T=5	T=10	T=20	T=25	T=50	T=100	
C-50	1 956.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	216.91
C-50A	2 184.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	231.43
C-51	163.17	15.08	0.76	146.19	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	50.029	54.903	58.583	61.752	65.890	71.275	62.59
C-51-A	71.93	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	22.069	24.298	26.307	27.265	29.537	31.681	29.54
C-52	58.26	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	18.009	19.795	21.448	22.229	24.081	25.829	24.08
C-53	11.38	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	3.539	3.878	4.204	4.367	4.720	5.002	4.72
C-54	2.99	15.00	0.77	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	0.937	1.030	1.116	1.157	1.253	1.344	1.25
C-54A	3.77	15.00	0.77	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	1.182	1.298	1.407	1.459	1.580	1.695	1.58
C-55	16.92	15.00	0.79	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	5.420	5.955	6.455	6.690	7.247	7.773	7.25
C-55A	1.26	15.00	0.79	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	0.403	0.443	0.480	0.496	0.538	0.578	0.54
C-56	8.09	15.00	0.77	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	2.526	2.776	3.009	3.118	3.378	3.623	3.36
C-57	583.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	106.27
C-58	3.38	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	1.046	1.149	1.248	1.291	1.399	1.500	1.40
C-59	36.05	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	11.106	12.291	13.226	13.708	14.850	15.928	13.23



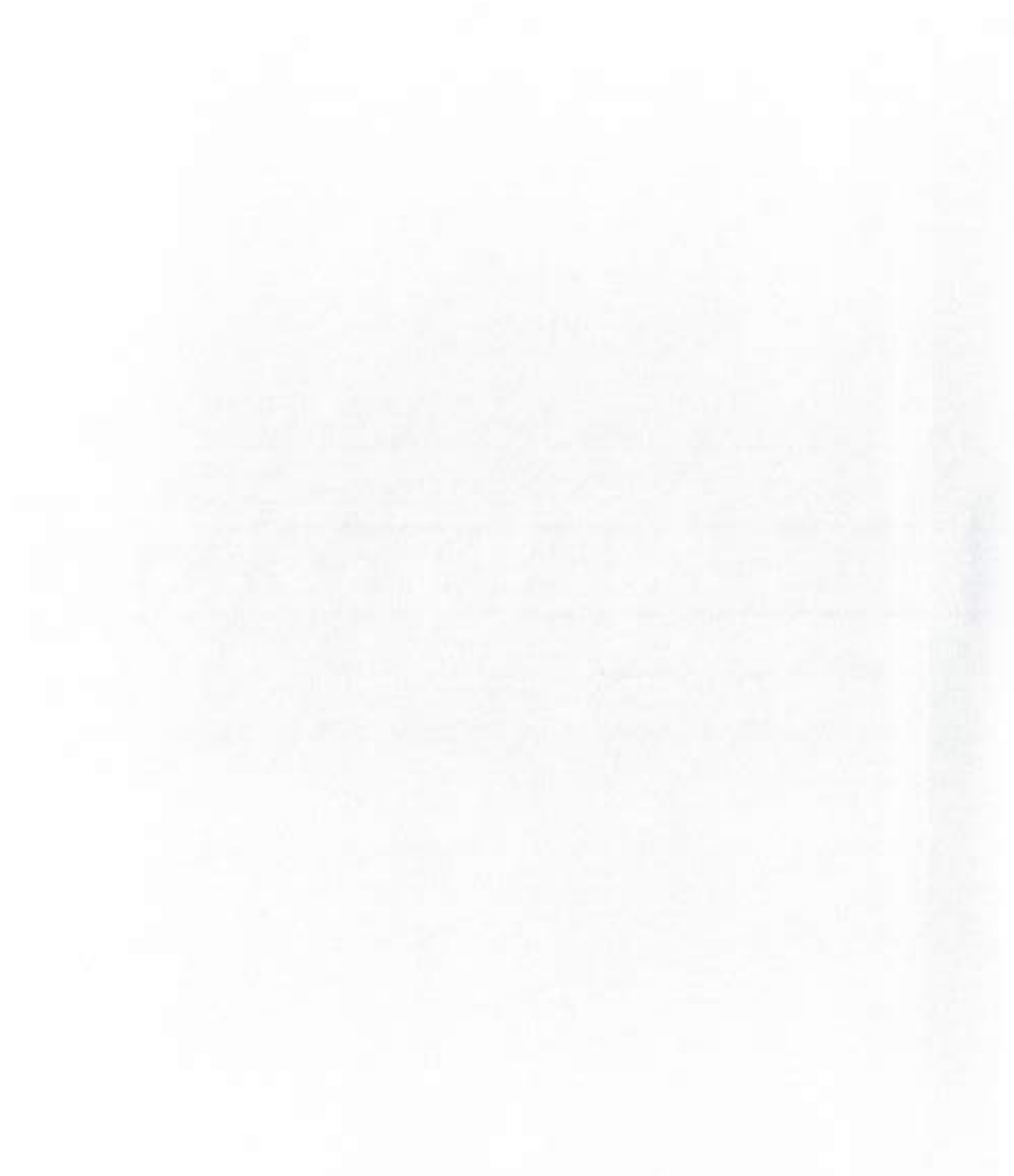
DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAPIRA DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL



DOCUMENTO FASE 4 – VARIANTE CAPIRA**DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL****INDICE**

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES.....	1
3. DRENAJE TRANSVERSAL.....	1
3.1. INTRODUCCIÓN.....	1
3.2. CAUDALES DE DISEÑO.....	1
3.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO.....	2
3.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ.....	3
3.4.1. INTRODUCCIÓN.....	3
3.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	3
3.5. ENCAUZAMIENTOS.....	8
3.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS.....	8
4. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES.....	7
5. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA.....	7
5.1. INTRODUCCIÓN.....	7
5.2. OBJETIVO.....	7
5.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO.....	8
5.4. ESCENARIOS SIMULADOS.....	8
5.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS.....	8
5.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA.....	9

5.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO.....	9
5.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS.....	12
5.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO.....	12
5.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100.....	12
5.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	17
5.8. CONCLUSIONES.....	18
APÉNDICE N°1. – INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTES.....	1
APÉNDICE N°2. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE TRANSVERSAL NUEVA Y A SUSTITUIR (SALIDAS DEL PROGRAMA HYE).....	1
APÉNDICE N°3. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS ENCAUZAMIENTOS Y CLASE RESISTENTE DE LAS TUBERÍAS.....	1
APÉNDICE N°4. – COMPARATIVA SITUACIÓN ACTUAL-PROYECTO EN PUENTES.....	1
APÉNDICE N°5. – RESULTADOS HIDRÁULICOS.....	1
APÉNDICE N°6. – LÁMINA DE INUNDACIÓN.....	1
APÉNDICE N°7. – COMPARATIVA DE LÁMINAS DE INUNDACIÓN.....	1
APÉNDICE N°8. – ALTURA DE LÁMINA DE AGUA EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTE.....	1



1. INTRODUCCIÓN

Este documento, responde al apartado 6.8 del Anexo 3; y a los apartados 18 y 32 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente al drenaje transversal de la Variante de Capira.

El presente estudio tiene por finalidad presentar el dimensionamiento y justificación de los elementos de drenaje transversal a proyectar, así como la identificación y comprobación de funcionamiento de las estructuras de drenaje transversal existente. La red de drenaje aquí definida tiene como objetivo garantizar la permeabilidad de la infraestructura dando continuidad a los cursos del agua existentes, y asegurar el tránsito vial durante los eventos hidrológicos de máxima intensidad.

En el diseño y dimensionamiento de los distintos elementos de drenaje se han seguido los criterios expuestos tanto en el Pliego de Cargos, como en las especificaciones del "Manual de Requisitos y Normas Generales Actualizadas para la Revisión de Planos" elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá.

En complemento a este informe se debe consultar la respectiva memoria de Hidrología.

2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES

Se ha dado cumplimiento a cada requerimiento especificado en el Pliego de Cargos por el MOP y en el "Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos" del MOP, de acuerdo con el siguiente:

- Las obras de drenaje transversal fueron proyectadas para periodos de retorno de 50 años para el tramo variante y 20 años para la obra de drenaje a proyectar en el tramo de ampliación (ALC-4+446);
- Se ha hecho el análisis de las obras de drenaje transversal existentes que sean susceptibles de ser aprovechadas y/o ampliadas;
- Se garantizará que la sección de control de flujo sea a la entrada, en todas las obras de drenaje transversal ($H_w < 1.2D$). En los casos en que no sea posible que $H_w < 1.2D$, se garantizará que la altura del agua no alcanzará la plataforma de la vía.
- Se garantizará siempre el cumplimiento de la relación $d/D < 0.80$;

- El recubrimiento mínimo de las tuberías sobre la corona será de 0.45 m hasta la parte inferior de la estructura de pavimento;
- A la salida de todas las obras de drenaje transversal serán proyectados elementos disipadores para control de velocidad;
- Todas las obras de drenaje transversal se proyectarán con cabezal con aletas, siempre que sea posible;
- De acuerdo con las especificaciones del Pliego de Cargos, el diámetro mínimo para los tubos de drenaje enterrados es de 0.61m para obras de drenaje transversal, exceptuando todas aquellas obras con longitud superior a 15m en las que se fija, como mínimo, un diámetro de 0.91m;
- Todos los sistemas de drenaje serán proyectados (siempre que sea posible) de acuerdo con los límites de velocidad a la salida entre los valores $1\text{ m/s} < v < 5\text{ m/s}$;

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca o alcantarilla se presenta en la memoria de Hidrología.

3. DRENAJE TRANSVERSAL

3.1. INTRODUCCIÓN

Para el cálculo y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal se han seguido los criterios establecidos en el Pliego de Cargos y en la Normativa de Aplicación para el cálculo de los caudales de diseño, dimensiones mínimas de las obras y condiciones de desagüe.

Las dimensiones mínimas de estas obras, de acuerdo con el Pliego de Cargos, no deberán ser inferiores a 910mm, correspondiente a un ancho de plataforma superior a 15m.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

3.2. CAUDALES DE DISEÑO

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca se presenta en la memoria de Hidrología.

Se han considerado un periodo de retorno de 50 años para el cálculo de las obras de drenaje transversal, como establece el pliego para los tramos en variante.

3.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO

Se ha realizado un inventario de las obras de drenaje transversal existentes en el tramo de carretera actual que se sustituye por la variante, registrando las siguientes obras de drenaje:

Tabla 3.1 – Inventario de las obras existentes

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	ALC Existente (*) (Ancho x Alto / ø)	Longitud (m)	Cota de entrada (m)	Cota de salida (m)	Pendiente (%)	Pendiente (m/m)
-	ALC 18+055	-	-	Alcantarilla ø 0.50	36.37	-	99.352	-	- (*)

(*) – Obra de drenaje transversal existente en el tramo variante no rectificado. Se realizará un mantenimiento de acuerdo con lo indicado en las "Normas de ejecución, Mantenimiento rutinario y periódico por estándar" de la Dirección Nacional de Mantenimiento del Ministerio de Obras Públicas.

Nota: ALC = Alcantarilla.

En el Apéndice n.º 1, se presenta el inventario realizado, con fotos ilustrativas de cada obra de drenaje transversal.

A continuación, se ha realizado el análisis de aprovechamiento de las obras de drenaje existente, como se muestra seguidamente, en una tabla resumen.

Tabla 3.2 – Análisis de aprovechamiento de las obras transversales existentes (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ø	Cumple	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Solución Adoptada
-	ALC 18+055	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención

3.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ

3.4.1. INTRODUCCIÓN

Partiendo de las cuencas y caudales definidos en apartados anteriores y del inventario de las obras de drenaje existentes en el tramo de la variante y siguiendo los criterios indicados en el Pliego de Cargos, se han calculado las dimensiones de las obras transversales y encauzamientos a implantar para dar continuidad a los actuales cauces.

Las obras tendrán control de entrada con relación $H_w < 1.2D$ (siempre que ha sido posible) y una relación de $d/D < 0.80$.

En lo que respecta a las pendientes, estas cumplirán la velocidad de flujo de salida mínima de 1m/s y media de 5 m/s.

El recubrimiento mínimo de la corona de la tubería será de 0.45m hasta la parte inferior de la estructura del pavimento. Cuando el recubrimiento sea inferior a 0.45m será necesario el diseño de una losa tipo puente sobre las tuberías.

Los diámetros de las tuberías circulares contempladas son de ø0.91m, ø1.22m y ø1.83m, el cajón es doble de 2.44mx2.13m.

El cálculo de las pequeñas obras de drenaje transversal (tuberías y cajones) se ha realizado a través del HY-8 de La Federal Highway Administration (FHWA), que, partiendo de los datos iniciales como el caudal de diseño, la geometría de la obra propuesta, la longitud, la pendiente,

etc., determina entre otros, el tipo de régimen, el estado, la velocidad, la altura del agua a la entrada y el tipo de control dominante, que deberá ser el de entrada.

Para el dimensionamiento se ha empleado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.013 tanto para los tubos, como para los cajones de concreto.

3.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

o CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+497

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 0.91m. Los caudales generados por la cuenca C-39 serán conducidos por esta tubería.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1.2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.25m/s.

o CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+487

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por la cuenca C-40B serán conducidos por esta tubería.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1.2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 10% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.52m/s.

○ **CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+884**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 0.91m. Los caudales generados por la cuenca C-40A serán conducidos por esta tubería.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.42m/s.

○ **CAP RET VAR – RAMAL A – ALC 0+123**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m, aguas abajo del alcantarilla del Vial Principal (Est. 1+884). Los caudales generados por la cuenca C-40A, las áreas interiores definidas pelos ramales y por el vial principal serán conducidos a través del canal trapezoidal de pie de terraplén hasta la tubería proyectada.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.28m/s.

○ **CAP RET VAR – RAMAL B – ALC 0+174**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m, aguas abajo del alcantarilla del Ramal A. Los caudales generados por la cuenca C-40A, las áreas interiores definidas pelos ramales y por el vial principal serán hasta la tubería proyectada.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.53m/s.

○ **CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 2+693**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.83m. Los caudales generados por la cuenca C-43 serán conducidos por esta tubería. Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 3.99m/s.

○ **CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 4+446**

En el vial principal, estación 4+446, asociada a la cuenca C-45, se proyecta una alcantarilla cajón doble de 2.44m x 2.13m. En el cálculo del caudal de diseño se consideró 50 años de período de retorno, por situarse en final del vial principal en el tramo de ampliación del tronco.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.31m/s.

Seguidamente se muestra una tabla resumen de las obras.

El cálculo de las alcantarillas nuevas ha realizado con el programa HY-8 y se presentan los listados de resultados y las salidas graficas / esquemas en el Apéndice n.º2.

Tabla 3.3 – Análisis de las obras transversales existentes y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ϕ	Cumple	Caudal (T=20 años) (m^3/s)	Caudal (T=50 años) (m^3/s)	Hw	1,2 D 1,2 H	Hw < 1,2 D	d (hu)	hu/D	hu/D < 1,8	Solución Adoptada
-	ALC 16+055	Alcantarilla $d=0,60m$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención

Tabla 3.4 – Análisis de las obras transversales nuevas / intervenciones y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Solución Adoptada	ALC Proyectada Ancho x Alto / s	Pendiente (%)	Hw	1,2x0 o 1,2xH	Hw < 1,2x0	d (hu)	hu/D	hu/D < 0,8	Sección de control del flujo	Velocidad (m/s)	Zanqueado	Flow Type	Canales	Obsv.
C-37A	-	-	3.52	Encauzamiento 1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C-39	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+497	-	0.75	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	4.00	0.75	1.09	ok	0.27	0.30	ok	Entrada	4.15	SI	1 - S2n	-	-
C-40B	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+687	-	2.11	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	2.50	1.23	1.46	ok	0.47	0.39	ok	Entrada	4.52	SI	5 - S2n	-	-
C-40A	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+884	-	0.92	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	4.00	0.85	1.09	ok	0.30	0.33	ok	Entrada	4.42	SI	1 - S2n	-	-
Cuenca en el interior del retorno + C-40A	CAP RET VAR - RAMALA - ALC 0+123	-	1.82	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	0.50	1.13	1.46	ok	0.69	0.57	ok	Entrada	2.48	-	1 - S2n	SI	-
	CAP RET VAR - RAMALA - ALC 0+174	-	1.82	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	0.50	1.13	1.46	ok	0.68	0.56	ok	Entrada	2.53	SI	1 - S2n	-	-
C-42A	-	-	1.79	Encauzamiento 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C-43	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 2+693	-	6.33	Nueva alcantarilla de 1.83m	Alcantarilla d=1.83m	0.80	1.99	2.20	ok	0.99	0.54	ok	Entrada	3.19	SI	5 - S2n	-	-
C-45	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 4+499	-	27.56	Nuevo Cajón doble 2.44m x 2.13m	Cajón doble 2.44mx2.13m	0.60	2.33	2.56	ok	1.26	0.59	ok	Entrada	4.31	SI	5 - S2n	-	Alcantarilla en fin del vial principal en lo tramo de ampliación del tronco

3.5. ENCAUZAMIENTOS

Los encauzamientos necesarios tienen revestimiento en hormigón y sección trapezoidal o rectangular adecuada a cada situación. En los taludes en terreno de relleno y de corte se debe hacer la aplicación de hidrosiembra.

Los cálculos de los encauzamientos se presentan en el Apéndice N°3.

3.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS

La clase de las alcantarillas se calculó a través del programa de la "Asociación de Fabricantes de Tubos de Hormigón Armado – ATHA", teniendo en cuenta el tipo de apoyo, terreno y las cargas

actuales.

Los cálculos de la clase resistente de las tuberías se presentan en el Apéndice N°3.

4. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES

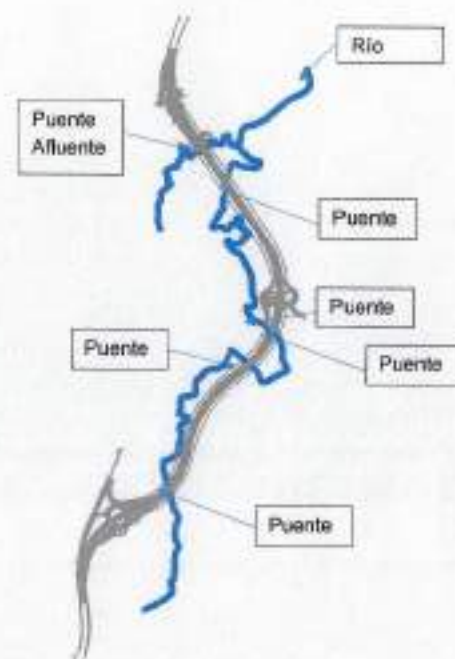
Las secciones tipo, así como los detalles esenciales de los elementos que se incluyen en este proyecto, se definen en los planos de detalle.

6. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA

6.1. INTRODUCCION

La ampliación a seis carriles del Corredor Las Playas, Panamericana – Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) implica la construcción de 4 puentes sobre el río Capira y 1 sobre su afluente. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico que permitirá definir la ubicación de los estribos y la altura del tablero de cada uno de ellos.

Consortio Corredor Playas I



Corredor Las Playas, Tramo 1.

5.2. OBJETIVO

El objetivo de la presente Memoria es describir el estudio hidráulico realizado del tramo del río Capira y su afluente más importante por su margen izquierda, ambos situados en el entorno de la ampliación del Corredor Las Playas. Como se ha comentado, sobre este río Capira se construirán 4 puentes para la ampliación del Corredor y 1 sobre su afluente. Para ello se ha empleado el software de modelización hidráulica HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System) desarrollado por el US Army Corps of Engineers y referencia dentro de su campo.

En este estudio se ha simulado el siguiente escenario:

Se han definido en el modelo hidráulico cada uno de los puentes nuevos a construir y mediante la simulación del caudal de avenida correspondiente a los 100 años de periodo de retorno se ha comprobado que la cota inferior del tablero de cada uno de los puentes está situada a una altura superior a 1,80 m sobre la lámina de agua resultante.

5.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO

La modelización hidráulica realizada en el río Capira se ha dividido en 3 tramos. Son los siguientes:

- Tramo alto del río Capira: son unos 5.430 metros donde se ubica 1 puente existente y se definen otros 4 puentes correspondientes con la nueva actuación. Este tramo está situado antes de la desembocadura del afluente al Capira por su margen izquierda.
- Afluente al río Capira (Quebrada Pueblo): son los 1.302 metros finales de este curso fluvial antes de su desembocadura en el río Capira por la margen izquierda. En este tramo se define 1 puente en esta actuación.
- Tramo bajo del río Capira: son unos 769 metros aguas abajo de la desembocadura del afluente.

La ubicación de cada tramo se indica en la siguiente figura:



Tramos que conforman el modelo hidráulico.

5.4. ESCENARIOS SIMULADOS

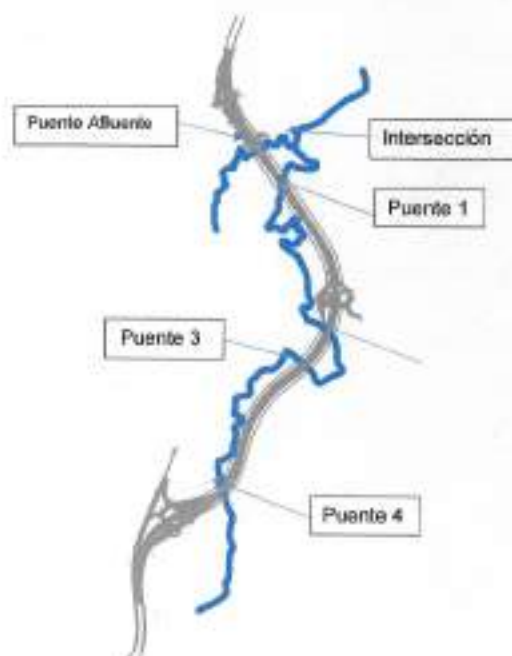
Se ha realizado la simulación de los caudales de avenida para los 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno.

5.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS

Los caudales de avenida se han definido en cada uno de los puentes nuevos y en la confluencia del afluente con el curso principal del río Capira. Los valores asignados en cada punto se presentan en la siguiente tabla y su ubicación en la figura.

	Caudal (m³/s)			
	T 10	T 25	T 50	T 100
Puente Afluente	49.70	58.73	71.02	80.31
Puente 4	174.47	198.02	237.02	268.02
Puente 3	171.64	196.95	240.22	271.64
Puente 2	168.26	202.74	245.14	277.21
Puente 1	166.01	206.00	249.08	281.57
Intersección	187.39	221.26	267.54	302.54

Caudales de avenida asignados al modelo hidráulico



Ubicación de los puntos de cálculo de caudal.

5.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA

El modelo elaborado en HEC-RAS se presenta en la siguiente figura:



Modelo hidráulico en HEC-RAS.

5.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO

En el modelo hidráulico se han definido tanto el puente existente en el tramo estudiado del río Capira como los nuevos puentes que se contemplan en la actuación proyectada.

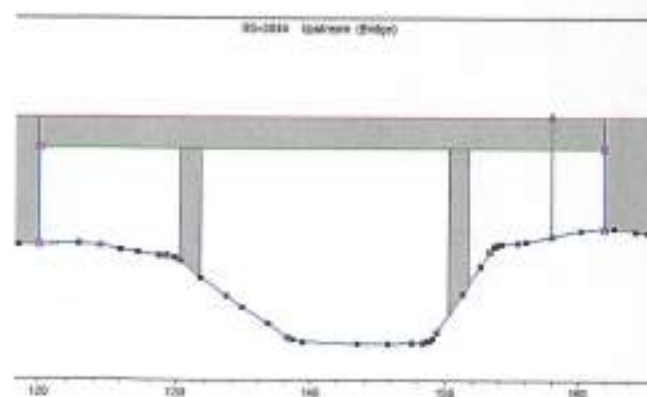
Los puentes introducidos en el modelo están situados en las siguientes secciones transversales:

TRAMO	SECCIÓN	PUENTE
Capira Alto	5230	PUENTE 4
Capira Alto	3760	PUENTE 3
Capira Alto	3120	PUENTE 2
Capira Alto	3044	PUENTE EXISTENTE
Capira Alto	1338	PUENTE 1
Afluente	422	PUENTE AFLUENTE

A continuación, se presenta la definición geométrica de cada uno de ellos en el modelo hidráulico.

PUENTE EXISTENTE

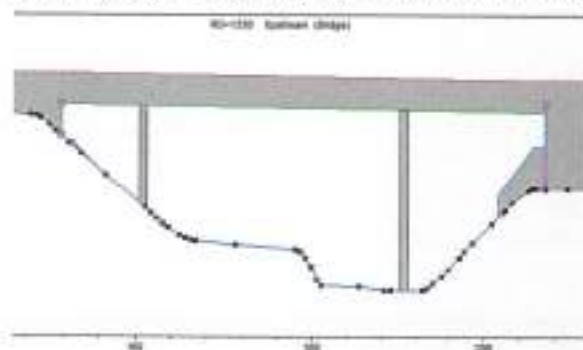
- Cota inferior del tablero: +104 m
- Luz del puente: 42 metros con pilas, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 3044 del tramo Capira Alto.

PUENTE 1

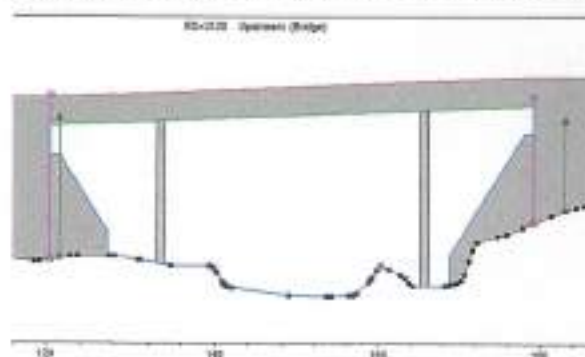
- Cota inferior del tablero: +101.69 m
- Luz del puente: 70 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 1 en la sección 1230 del tramo Capira Alto.

PUENTE 2

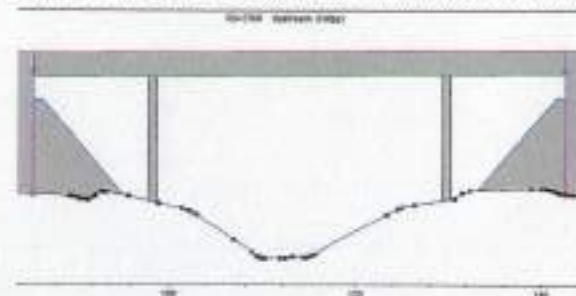
- Cota inferior del tablero: +106.52 m
- Luz del puente: 58.4 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 2 en la sección 1230 del tramo Capira Alto.

PUENTE 3

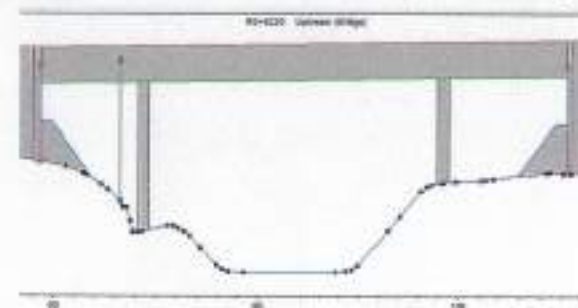
- Cota inferior del tablero: +110.66 m
- Luz del puente: 58.4 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 3 en la sección 1340 del tramo Capira Alto.

PUENTE 4

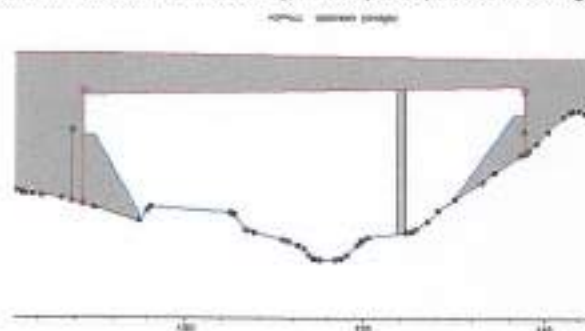
- Cota inferior del tablero: +113.33 m
- Luz del puente: 58.2 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 4 en la sección 1230 del tramo Capira Alto.

PUENTE AFLUENTE

- Cota inferior del tablero: +102.75m
- Luz del puente: 49.5 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente en la sección 422 del tramo del Afluente.

5.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS

Los coeficientes de *n* Manning habitualmente utilizados en los estudios hidráulicos pueden consultarse en la siguiente tabla:

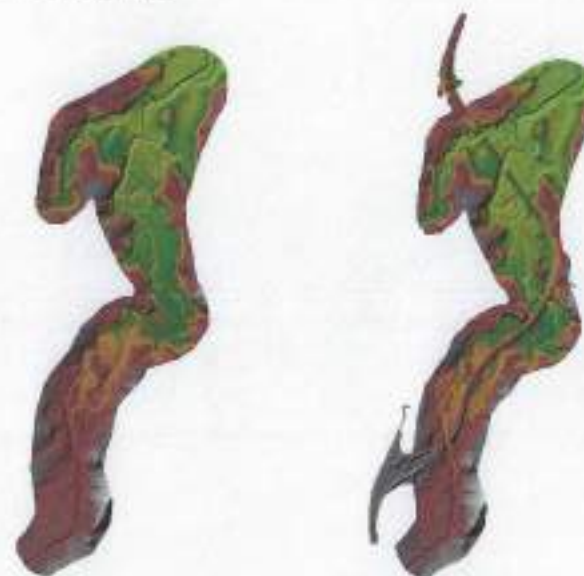
Canales de matorrón repellido	0.012
Canales de matorrón liso y fondo de tierra	0.020
Cauce de tierra lisa con vegetación rasante	0.025
Pradera o arbustos	0.05
Vegetación dispersa	0.08
Bosque	0.13
Árboles	0.12

En este estudio se han considerado coeficientes de Manning muy conservadores tanto para el cauce como para las llanuras de inundación. Son los siguientes:

- Cauce del río: 0.04
- Llanuras de inundación: 0.10

5.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO

El modelo digital del terreno (MDT) en coordenadas UTM empleado en la zona de estudio se presenta la siguiente figura.



Modelo digital del terreno. Situación con y sin proyecto.

5.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100

Los resultados obtenidos para la simulación de los caudales de avenida de 100 años de periodo de retorno en las secciones donde se han definido los puentes nuevos contemplados en la actuación proyectada en la zona de estudio son los siguientes.

PUENTE 1

En el puente 1, ubicado en la sección 1338 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

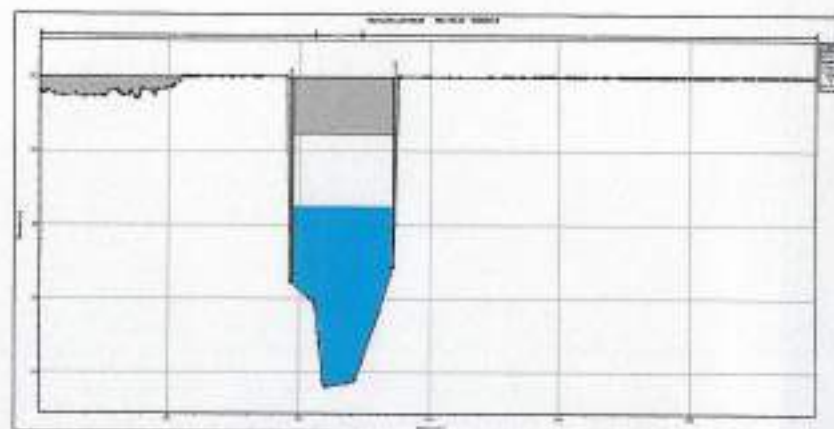
- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +98.47 m
- Cota inferior del tablero del puente = +100.48 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 2.01 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 1 se presenta a continuación.

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Capira	Profile:	T100	
Reach:	Transito	RC:	LSR	Plan: project_01_29
Water profile of Bridge - Transito RC LSR - Profile T100				
E.G. US. (m)	98.40	Element	Inode BR US	Grade BR DS
W.S. US. (m)	98.39	E.G. Elev (m)	99.57	98.40
Q Total (m³/s)	281.67	W.S. Elev (m)	99.30	97.60
Q Bridge (m³/s)	281.67	CR W.S. (m)	96.78	96.94
Q Weir (m³/s)		Max Ch Depth (m)	4.68	4.18
Weir Sta LR (m)		Vel Total (m/s)	2.28	3.18
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m²)	127.77	88.44
Weir Submerg		Froude # Ch	0.38	0.66
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m)	391.90	247.95
Min El Weir Flow (m)	193.05	Hyd Depth (m)	3.65	1.93
Min El Frs (m)	102.00	W.P. Total (m)	55.42	51.17
Delta EG (m)	0.24	Conv. Total (m³/s)	5740.8	4091.7
Delta WS (m)	0.71	Top Width (m)	41.85	45.72
BR Open Area (m²)	303.38	Frict Loss (m)	0.12	0.02
BR Open Vel (m/s)	3.18	C & E Loss (m)	0.85	0.02
BR Skirt Coef		Shear Total (m/s²)	54.30	90.31
BR Sol Method	Energy only	Power Total (W/m²)	119.90	255.79

Resultados Hidráulicos T100 para el Puente 1.



Sección aguas arriba del Puente 1: T100.

En el anexo correspondiente se incluyen los datos para los demás periodos de retorno estudiados.

PUENTE 2

En el puente 2, ubicado en la sección 3120 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +102.49 m
- Cota inferior del tablero del puente = +104.66 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 2.17 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 2 se presenta a continuación.

Bridge Output

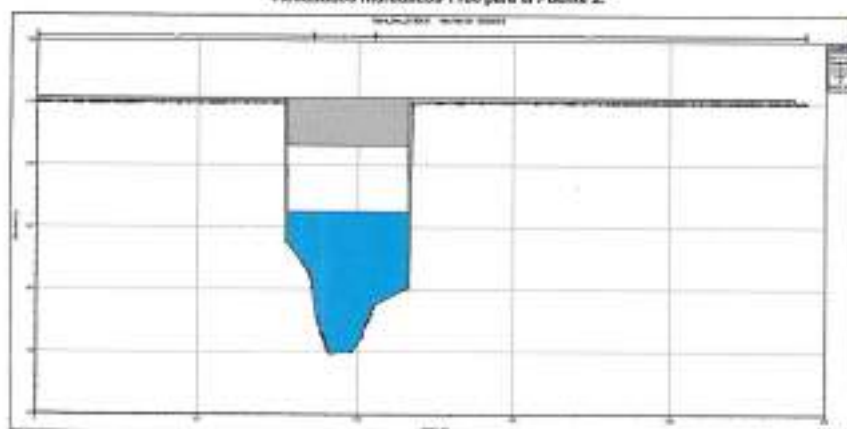
File Type Options Help

River: Capira Profile: T 100

Reach: Tramo alto RS: 3760 Plan: proyect Jul 19

Plan proyect Jul 19 Capira - Tramo alto RS: 3760 - Profile: T 100		Profile: T 100	
E.G. US. (m)	102.43	Element	
W.S. US. (m)	102.74	E.G. Elev (m)	102.89
Q Total (m³/s)	277.21	W.S. Elev (m)	102.57
Q Bridge (m³/s)	277.21	Out W.S. (m)	101.58
Q Weir (m³/s)		Max Ch Depth (m)	4.62
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.76
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m²)	157.45
Weir Submerg		Froude # Ch	0.41
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m)	269.04
Min El Weir Flow (m)	102.03	Hydr Depth (m)	3.45
Min El Pns (m)	107.94	W.P. Total (m)	64.37
Delta ES (m)	0.36	Conv. Total (m/s)	5596.5
Delta WS (m)	0.36	Top Width (m)	45.67
BR Open Area (m²)	344.96	Frch Loss (m)	0.11
BR Open Vel (m/s)	2.68	C.B.F. Loss (m)	0.02
BR Slope Coef		Shear Total (N/m²)	41.22
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	72.58

Resultados hidráulicos T100 para el Puente 2.



Sección aguas arriba del Puente 2: T100.

PUENTE 3

En el puente 3, ubicado en la sección 3760 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +103.98 m
- Cota inferior del tablero del puente = +105.74 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 4.76 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 3 se presenta a continuación.

Bridge Output

File Type Options Help

River: Capira Profile: T 100

Reach: Tramo alto RS: 3760 Plan: proyect Jul 19

Plan proyect Jul 19 Capira - Tramo alto RS: 3760 - Profile: T 100		Profile: T 100	
E.G. US. (m)	105.02	Element	
W.S. US. (m)	104.59	E.G. Elev (m)	104.96
Q Total (m³/s)	271.64	W.S. Elev (m)	104.40
Q Bridge (m³/s)	271.64	Out W.S. (m)	103.43
Q Weir (m³/s)		Max Ch Depth (m)	4.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.42
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m²)	96.32
Weir Submerg		Froude # Ch	0.57
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m)	248.30
Min El Weir Flow (m)	112.06	Hydr Depth (m)	2.52
Min El Pns (m)	119.83	W.P. Total (m)	44.72
Delta ES (m)	0.40	Conv. Total (m/s)	4593.7
Delta WS (m)	0.74	Top Width (m)	38.25
BR Open Area (m²)	286.54	Frch Loss (m)	0.17
BR Open Vel (m/s)	3.58	C.B.F. Loss (m)	0.03
BR Slope Coef		Shear Total (N/m²)	74.92
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	212.30

Resultados hidráulicos T100 para el Puente 3.

Capira_198724 Plan: Proyecto_01_19 01/06/2019
 Puente 1 (Afluente)

PUENTE AFLUENTE

En el puente sobre el Afluente del río Capira, ubicado en la sección 422 del tramo del Afluente del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +97.86 m
- Cota inferior del tablero del puente = +101.93 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 4.07 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente se presenta a continuación.

Bridge Output

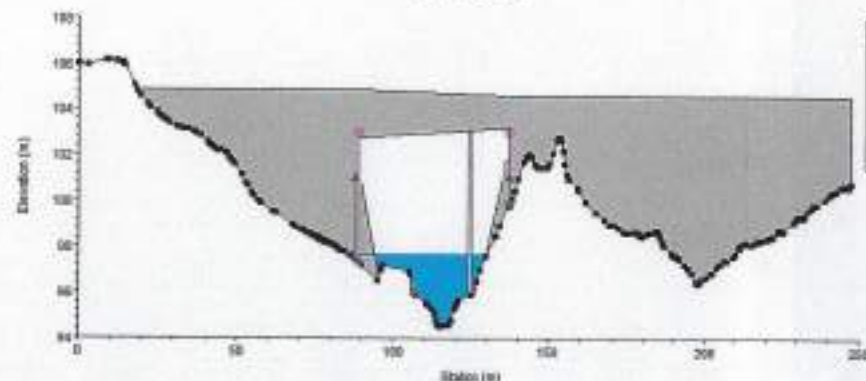
File Type Options Help

River: Afluente Profile: T 100

Reach: Afluente ID: 422 Plan: project_01_19

Plan: project_01_19 Afluente Afluente 422 Profile: T 100			
E.G. US. (m)	97.81	Elevation	
W.S. US. (m)	97.67	E.G. Elev (m)	97.79
Q Total (m³/s)	90.31	W.S. Elev (m)	97.52
Q Bridge (m³/s)	90.31	Cr. W.S. (m)	96.49
Q Weir (m³/s)		Max Chl Depth (m)	3.09
Weir Sta Left (m)		Vel Total (m/s)	1.51
Weir Sta Right (m)		Flow Area (m²)	53.29
Weir Submerg		Froude # Chl	0.29
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m)	26.82
Min El Weir Flow (m)	304.60	Hyd Depth (m)	1.52
Min El Pile (m)	303.20	W.P. Total (m)	40.32
Delta EG (m)	0.08	Corr. Total (m³/s)	3665.0
Delta WS (m)	0.13	Top Width (m)	35.00
BR Open Area (m²)	280.73	Frict Loss (m)	0.02
BR Open Vel (m/s)	1.56	C & E Loss (m)	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m²)	30.15
BR Sed Method	Energy only	Power Total (N/m s)	45.44

Resultados hidráulicos T100 para el Puente del Afluente.



Sección aguas arriba del Puente del Afluente: T100.

5.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el anexo 1 podemos observar las variaciones en el perfil hidráulico, que debido al alto número de intervenciones, varía de forma significativa en su entorno al compararlo con la situación actual, especialmente en el tramo alto.

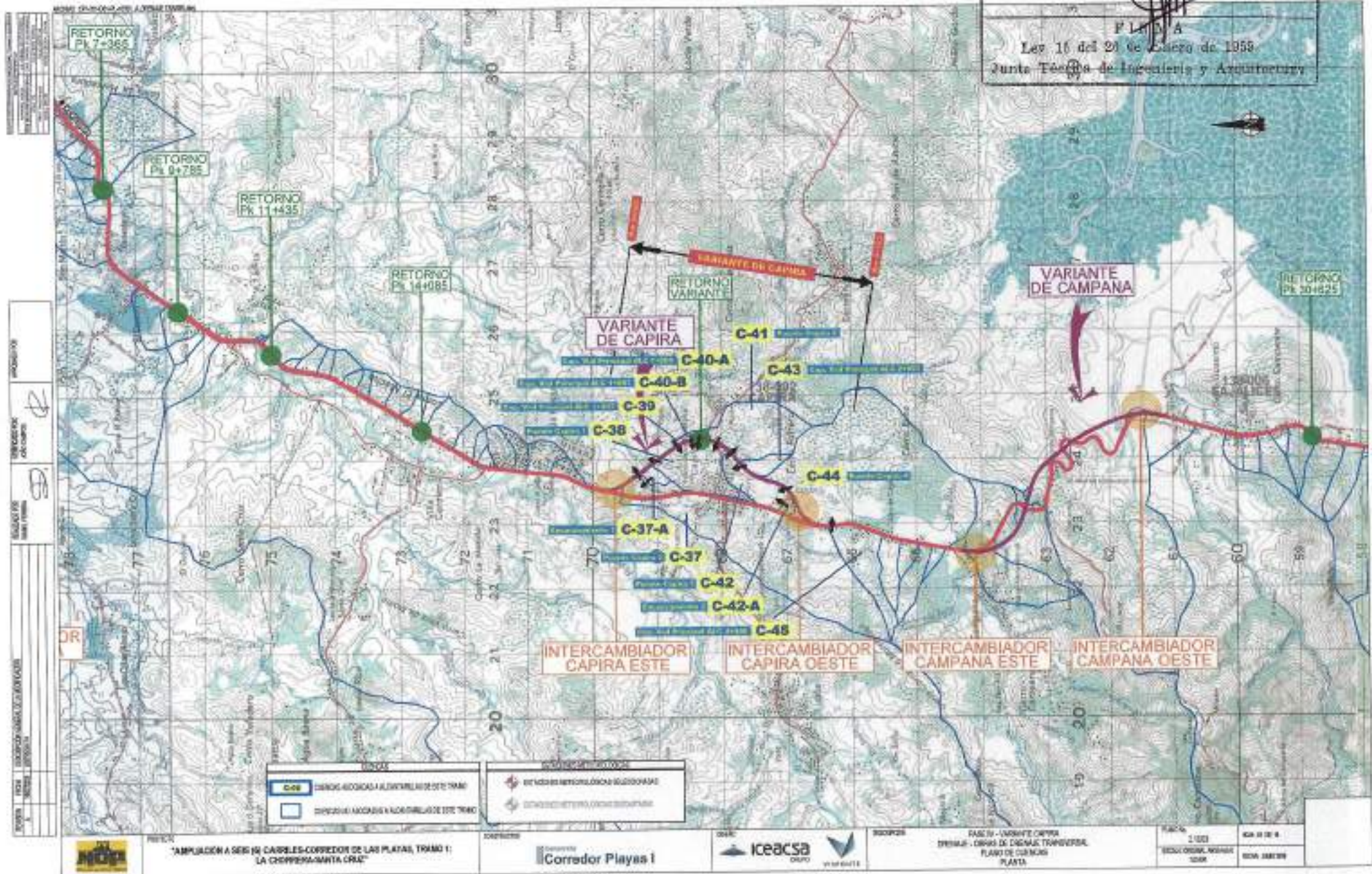
En ningún caso se alcanza a mojar los estribos, ni para T=10 años ni para T=100 años.

En el anexo 4 se analiza la afectación de los episodios de inundación a los terrenos colindantes comparando la situación actual (rojo) con la de proyecto (azul). Como puede observarse en los planos la superficie de inundación es muy similar, apreciándose pequeñas variaciones debido a la interferencia de la superficie ocupada en el caso del proyecto.

5.8. CONCLUSIONES

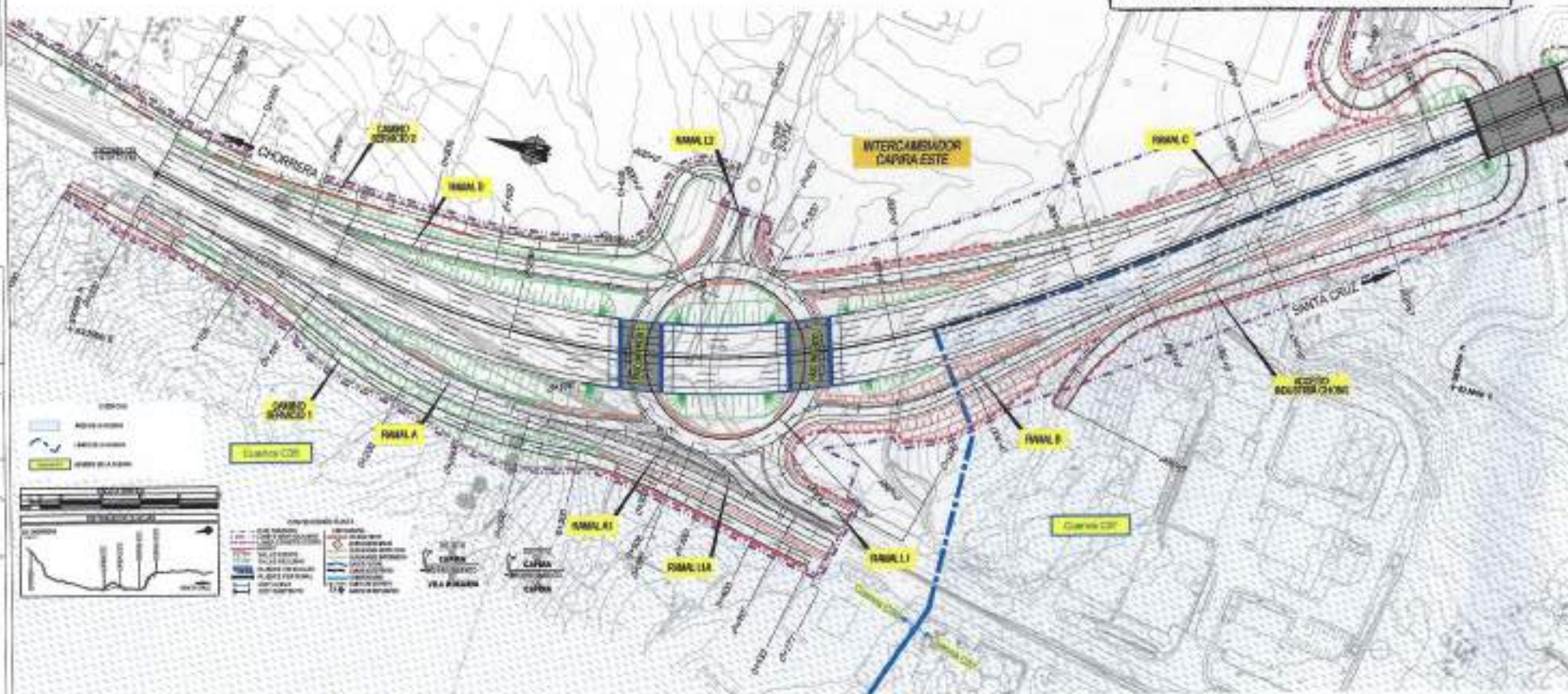
El tramo de la ampliación a seis carriles del Corredor Las Playas, Panamericana - Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) implica la construcción de 4 puentes sobre el río Capira y 1 sobre su afluente. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico con la simulación del caudal de avenida para 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno.

De los resultados obtenidos para este escenario T100 se puede concluir que el diseño de todos los puentes nuevos a construir en esta actuación cumple con el margen mínimo de seguridad de 1.80 metros que debe existir entre la cota máxima de agua para este escenario (T100) y la cota inferior del tablero del puente.



No. 2005
FIDEM A
26 de Enero

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



JAMEL J. SERRACIN VALDES

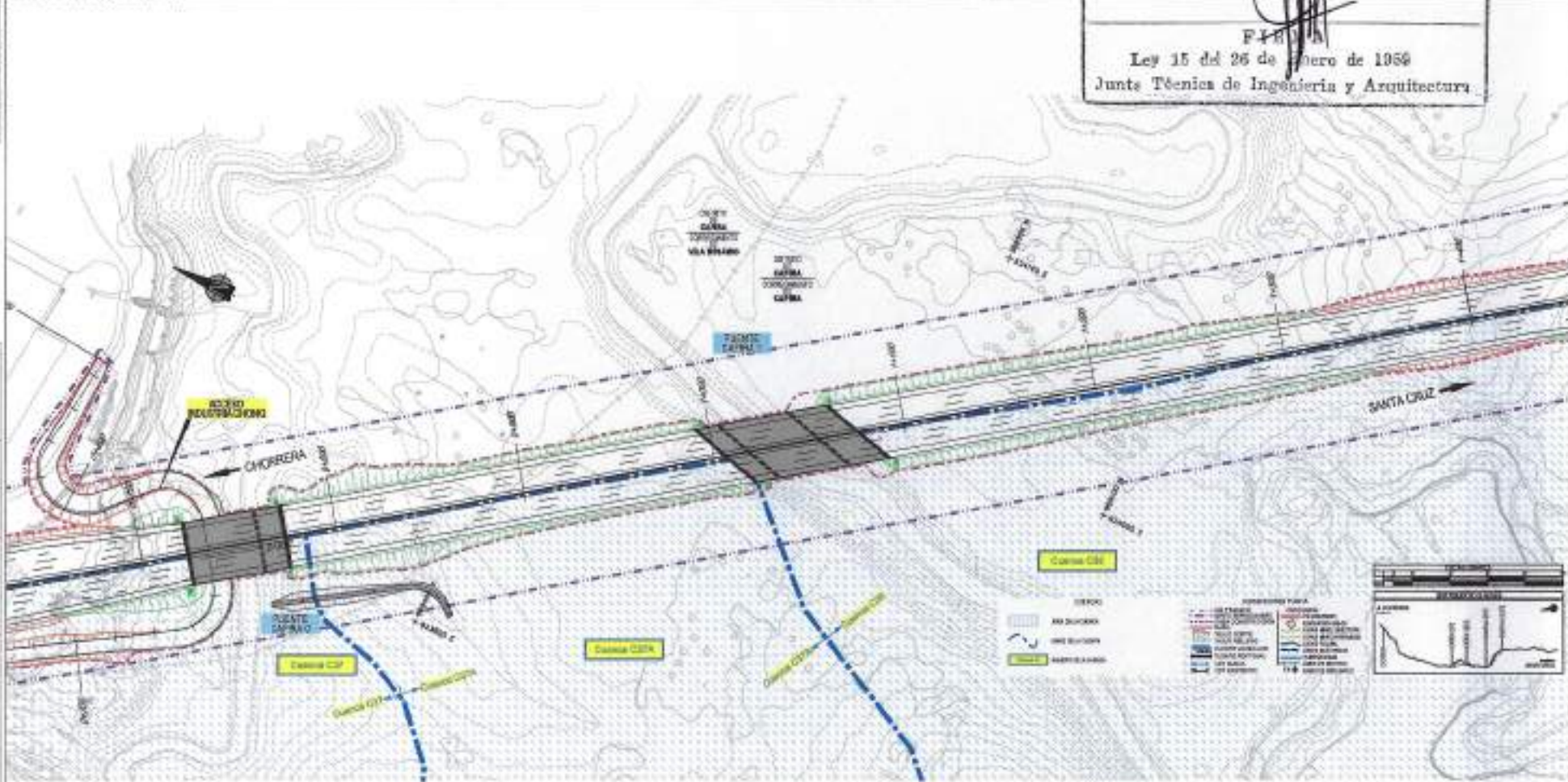
INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

FIRMA

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

NOTA: ESTE DISEÑO ES DE LA CARRERA TRANSVERAL



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRILES CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

EXEQUENTE

Corredor Playas I

LOGO

iceacsa

SECCION

FASE II - VARIANTE CAROL
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSALES
PLANO DE DISEÑO
Esf. 8470 - 1400

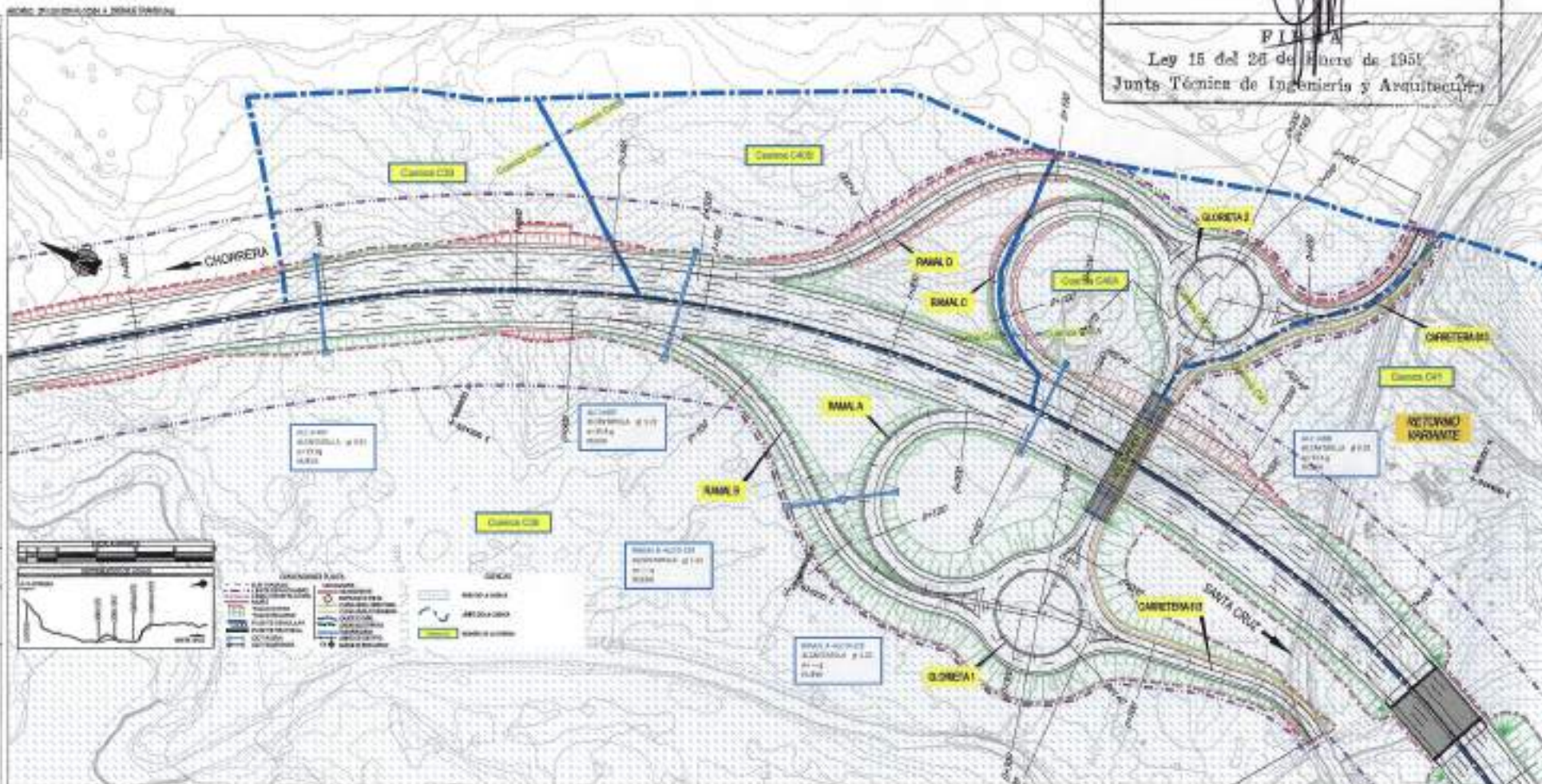
PLANO

2.000
ESCALA ORIGINARIA
1:500

NO. DE DISEÑO

001

Ley 15 del 28 de Enero de 1951
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



FLY

AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLATAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ

Corredor Playas I

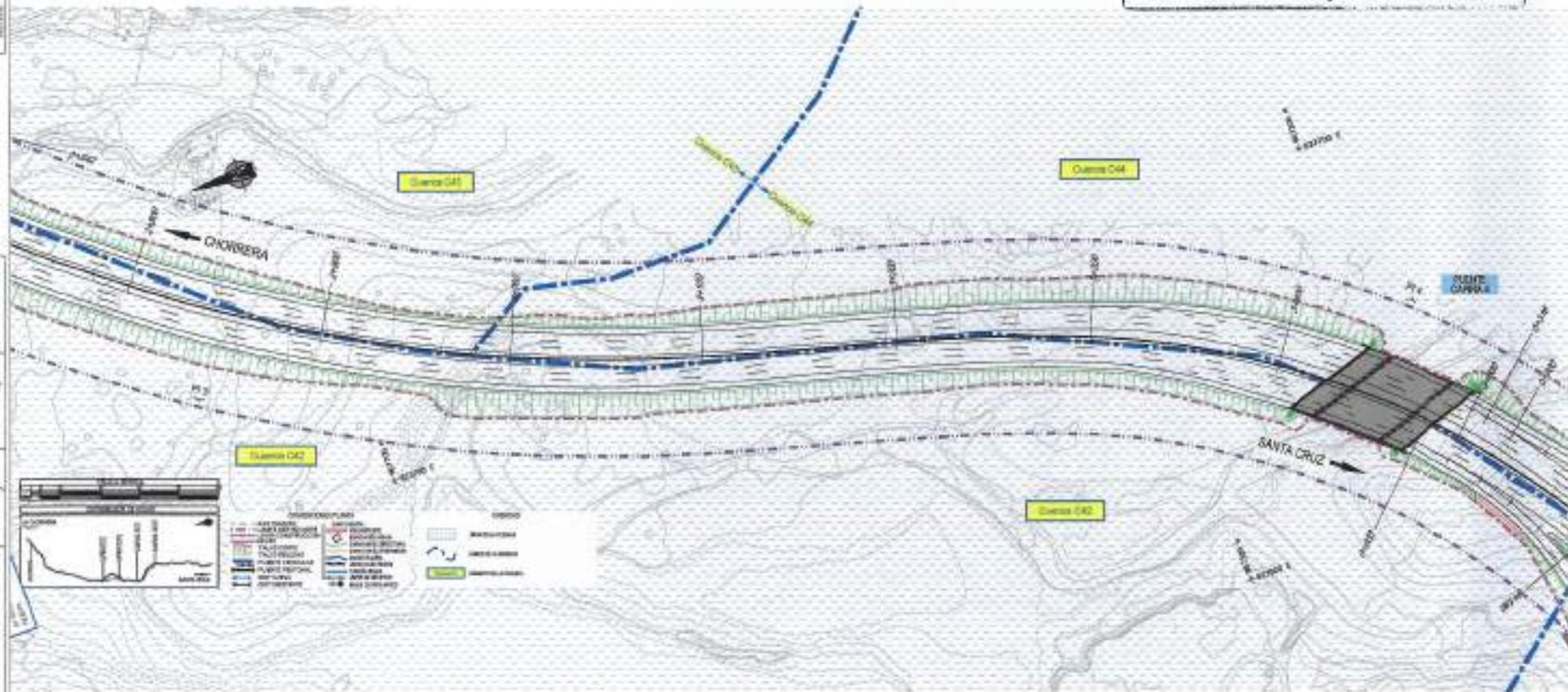


PRIMEIRA - FASE IV - AVALIAÇÃO DE RISCO
ORDENAR - ORDEM DE AVALIAÇÃO DE RISCO
PLANO DE AVALIAÇÃO
RISCO DE AVALIAÇÃO
RISCO DE AVALIAÇÃO

PLATE NO.	22-00000
DATE	2000-00-00

26 de Enero
de Ingeniería

Copyright © 2006 John Wiley & Sons, Ltd. *J. Forecast.* **25**, 1111–1127 (2006)
DOI: 10.1002/for



JAMEL J. SERRACIN VALDES

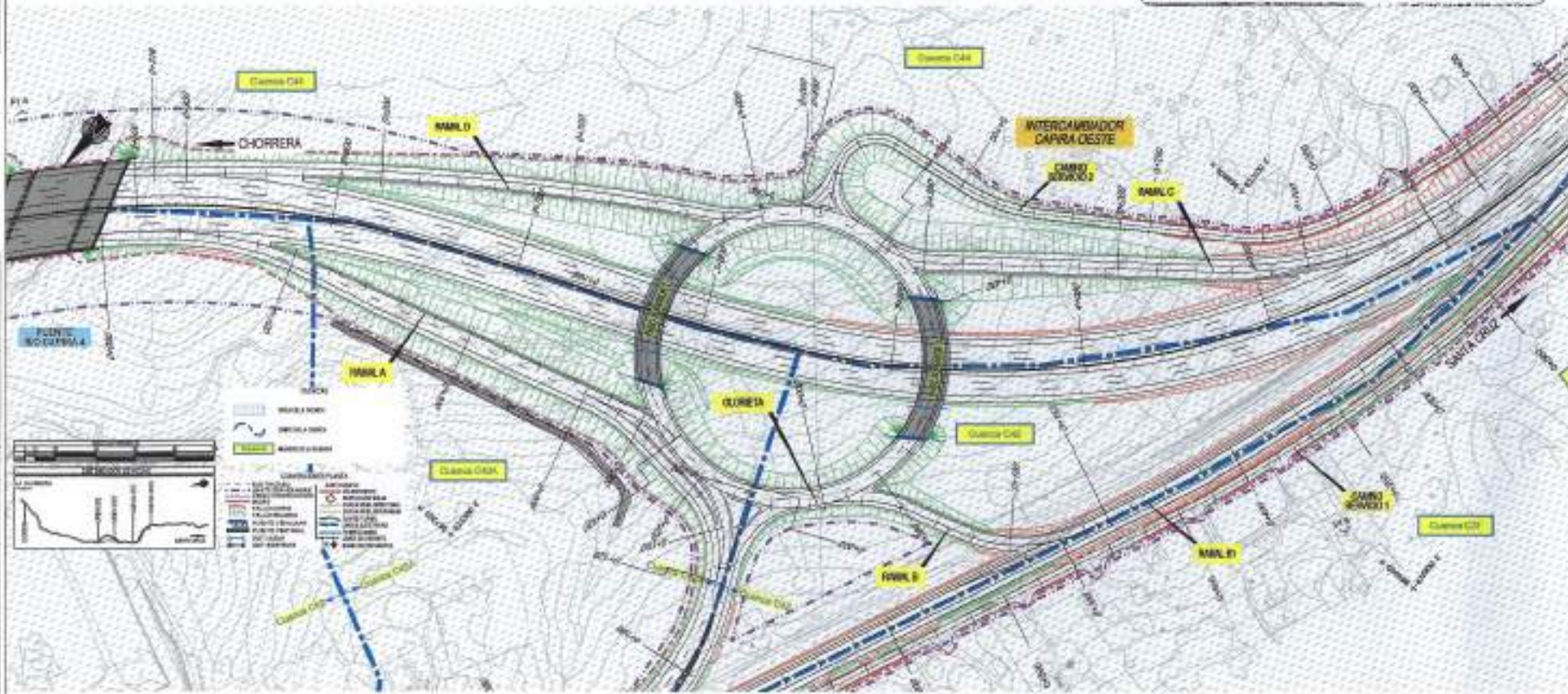
INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-008-106

F1

Ley 18 del 28 de Enero de 1964

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONTRATISTA

Corredor Playas I

SECCION

iceasca

BOQUERON

FASE II - ANILLO CARPA
DISEÑO - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
PLANO DE CUENCAS
EST. 3+400 - 4+200

FECHA

2.10.09

HOJA

184 DE 241

1844 1850 1855

JAMEL J. SERRACIN VALDES

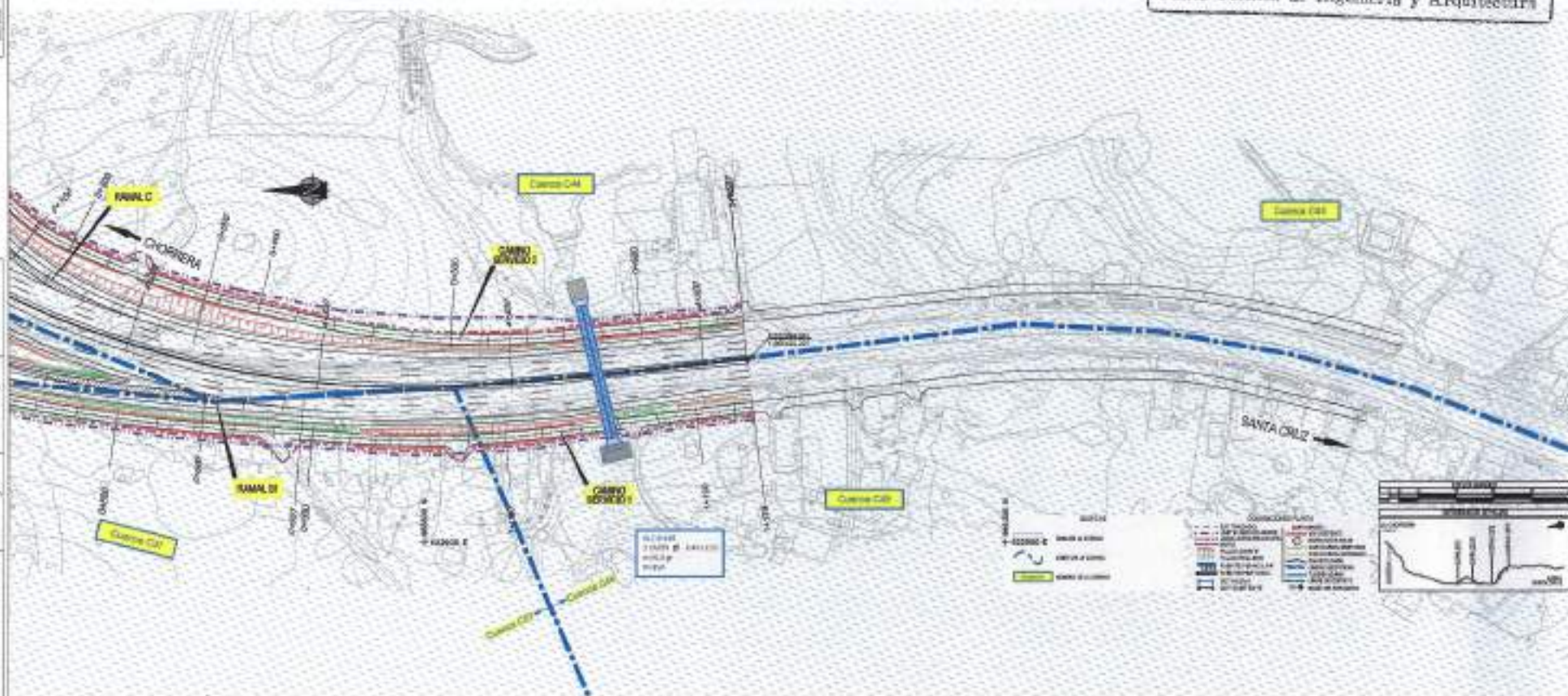
INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-005-106

Firma

Ley 15 del 26 de Enero de 1955
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO: PLAN DE DISEÑO DE OBRAS DE DISEÑO TRANSVERSAL



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSEJO

Corredor Playas I

ORGANO

iceacsa

DESIGNADOR

iceacsa

PROYECTO DE OBRAS DE DISEÑO TRANSVERSAL
PLAN DE DISEÑO
DET. 4-200-4-900-001

PLANTA

1/100
ESCALA: 1:100

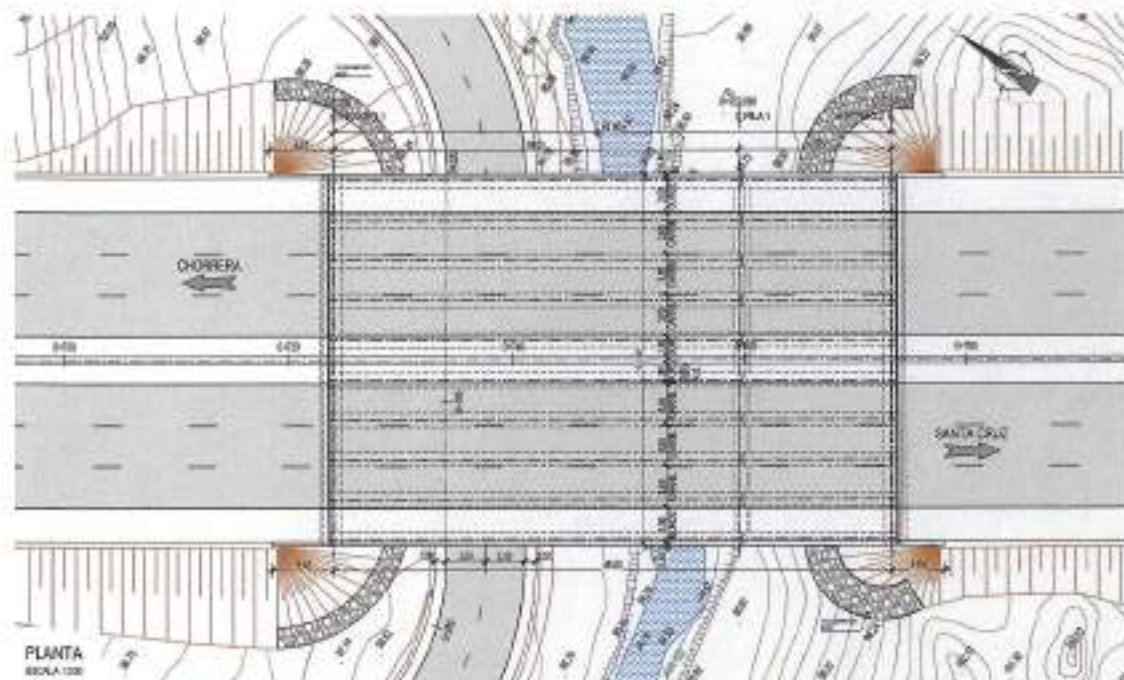
FECHA DE ELABORACIÓN

10/04/2008

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 800 (8) CARRETERA-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1 LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	15/05/2005
HOJA	1
ESCALA	1:100

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 800 (8) CARRETERA-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1 LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	15/05/2005
HOJA	1
ESCALA	1:100

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 800 (8) CARRETERA-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1 LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	15/05/2005
HOJA	1
ESCALA	1:100



PLANTA
ESCALA 1:100

CONDICIONES DE MATERIALES	INDICADOR	AL	RECOMENDADO
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100
ACEROS EN BARRA (C/100)	100%	100	100

NOTAS GENERALES:
- Todos los materiales, dimensiones y cantidades están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106
[Signature]
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A 800 (8) CARRETERA-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1 LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

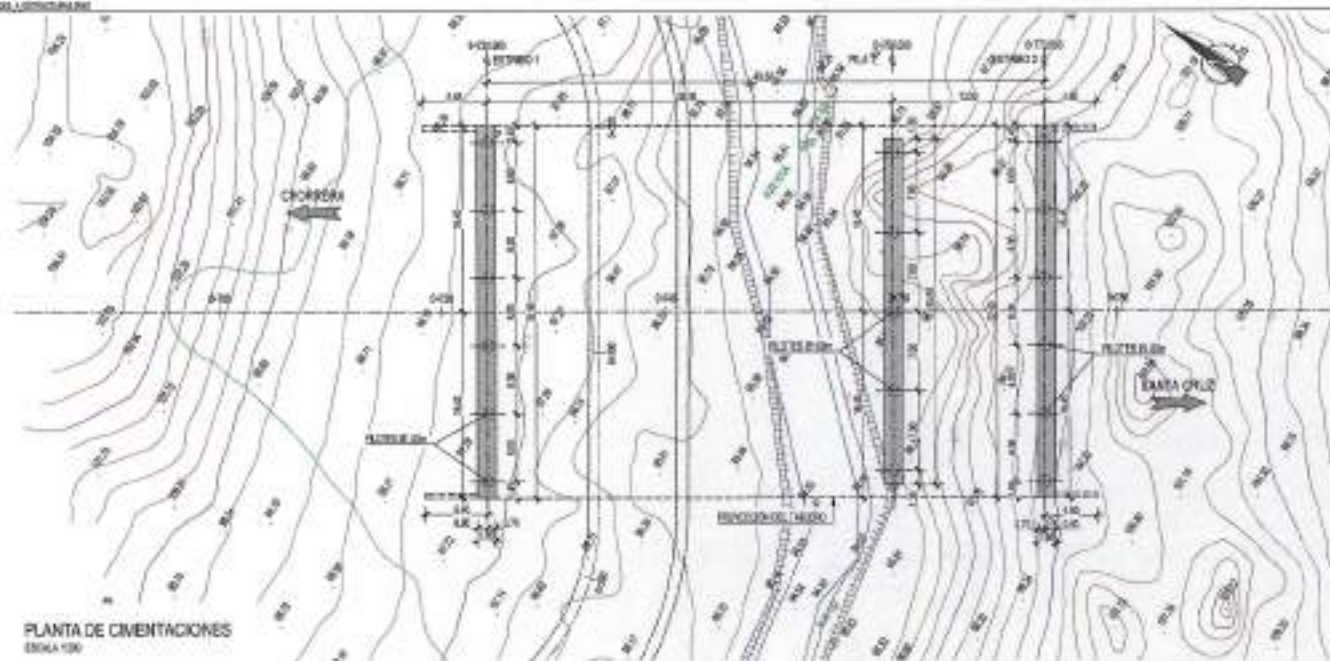
CONTRATISTA
Corredor Playas I



PROYECTO
PROYECTO DE CARRETERA
CONTRATISTA
CONTRATISTA

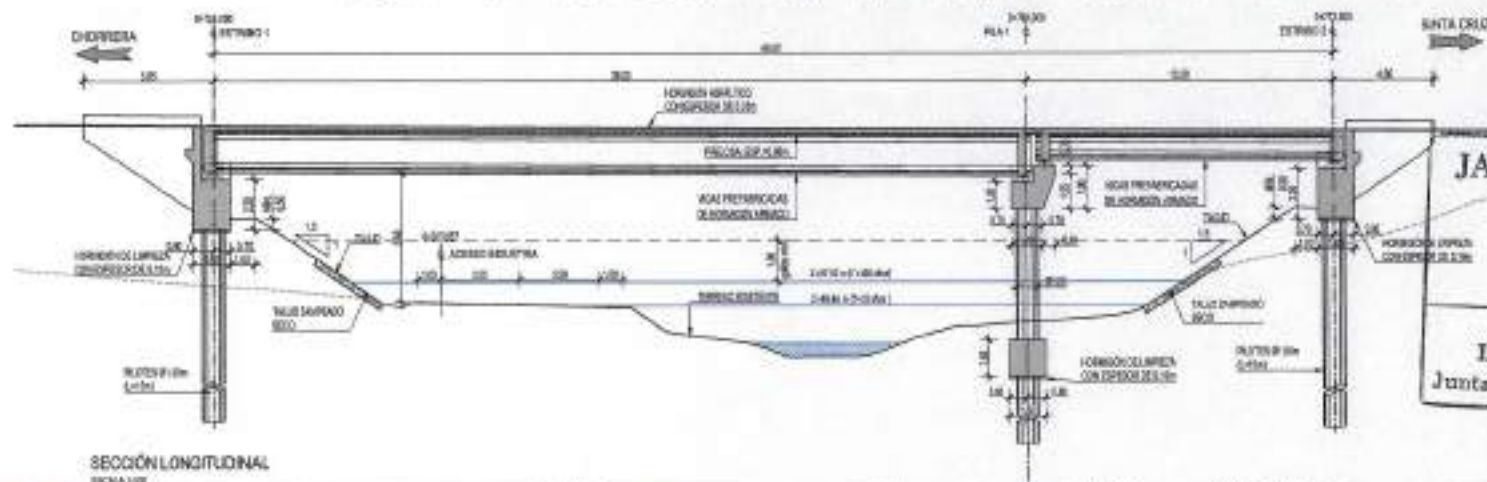
PROYECTO
PROYECTO DE CARRETERA
CONTRATISTA
CONTRATISTA

PROYECTO
PROYECTO DE CARRETERA
CONTRATISTA
CONTRATISTA

[illegible]

NOTES CONTINUED

- Todas las medidas, observaciones y recomendaciones en materia de derechos humanos serán enviadas al presidente.



JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-108

FLMVA

Ley 18 del 26 de Enero de 1952
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1
LA CHIRICHA-SANTA CRUZ"

1999-2000

Corredor Playas I



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396	397	398	399	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409	410	411	412	413	414	415	416	417	418	419	420	421	422	423	424	425	426	427	428	429	430	431	432	433	434	435	436	437	438	439	440	441	442	443	444	445	446	447	448	449	450	451	452	453	454	455	456	457	458	459	460	461	462	463	464	465	466
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

FASE IV - VARIANTE DE CARRERA
ESTRUCTURAS - PUNTE DE CARRERA I
DISEÑO GENERAL
LÍNEA DE ORIENTACIÓN Y SECCIÓN LTA

1. 研究背景

1.06.02

Table 6

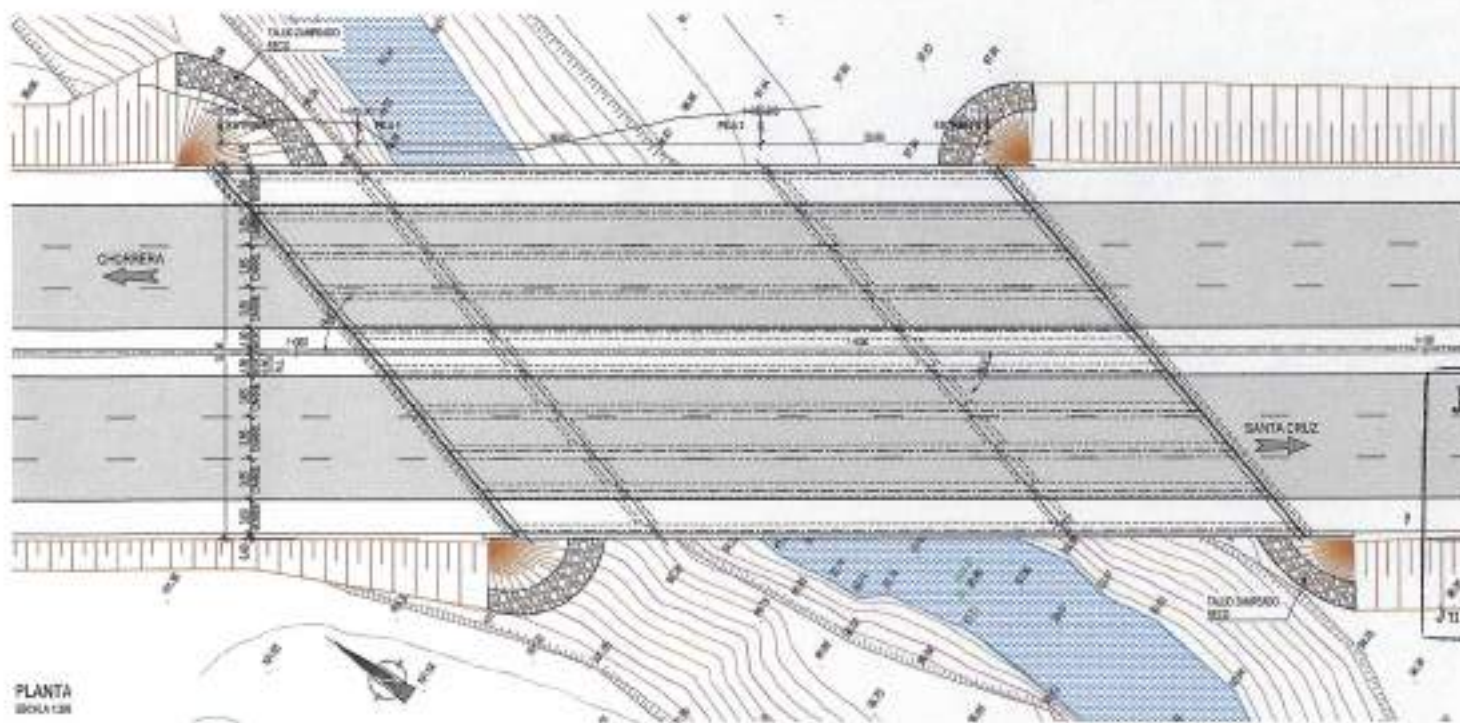
1. 2000

1. 2000

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8 CARRELES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005-006-106
PROYECTISTA	JAMEL J. SERRACIN VALDES
PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8 CARRELES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8 CARRELES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005-006-106
PROYECTISTA	JAMEL J. SERRACIN VALDES
PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8 CARRELES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ITEM	UNIDAD	NO.	REQUERIMIENTO
CONCRETO (CUBICADO)	m ³	5.0	—
GRANULOS Y CEMENTO	m ³	5.0	—
GRANULOS	m ³	0.4	—
ALUTOS	m ³	0.4	—
ALUM.	m ³	0.4	—
ACEROS REFORZADOS	m ³	0.4	—
ALUM.	m ³	0.4	—
ALUM. DE TRABAJO EN TIERRA	m ³	0.4	—
NOTAS GENERALES			
— Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros al menos que se indique lo contrario.			



JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

F. 15 de 15

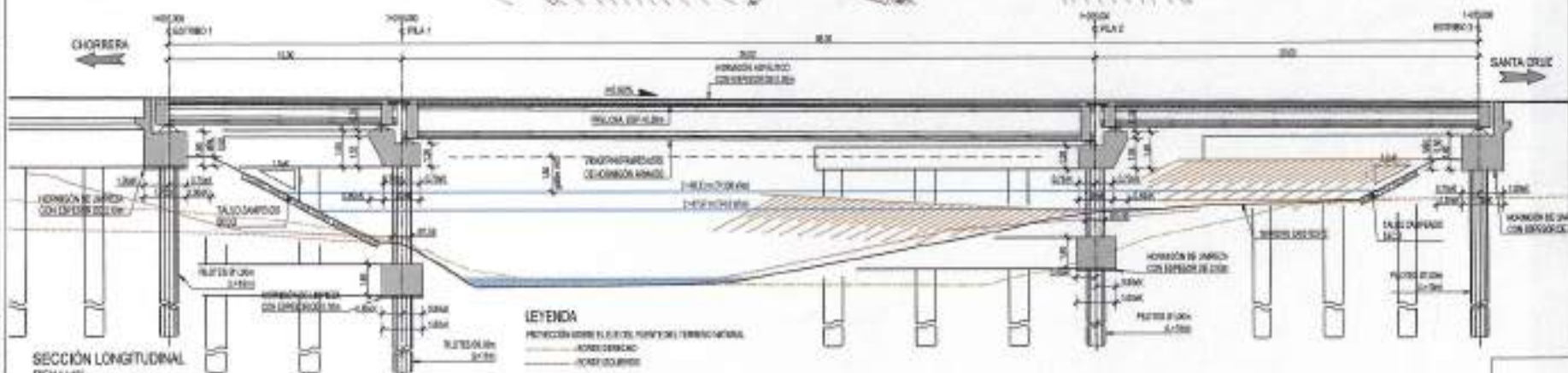
Lej 15 del 28 de Enero de 1969

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

Licencia No. 2005-008-105

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

* Todas las medidas, directrices y modificaciones están en relación a la norma ISO 9001:2015.

PLANTA DE ORIENTACIONES
ESCALA 1:200

SECCIÓN LONGITUDINAL

100

*AMPLIACIÓN A 25M (5) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRA-SANTA CRUZ

1999

Corredor Playas I

1995



THORNTON

ETAPA IV - VARIANTE DE CAPRA,
ESTRUCTURA - FUENTE CAPRA I
(GEOMETRÍA GENERAL)
PLANTA DE DISEÑO GENERAL Y SECCIONES LONGITUDINALES

1987/88

1400
EPOCH 1000000
1000000[illegible]

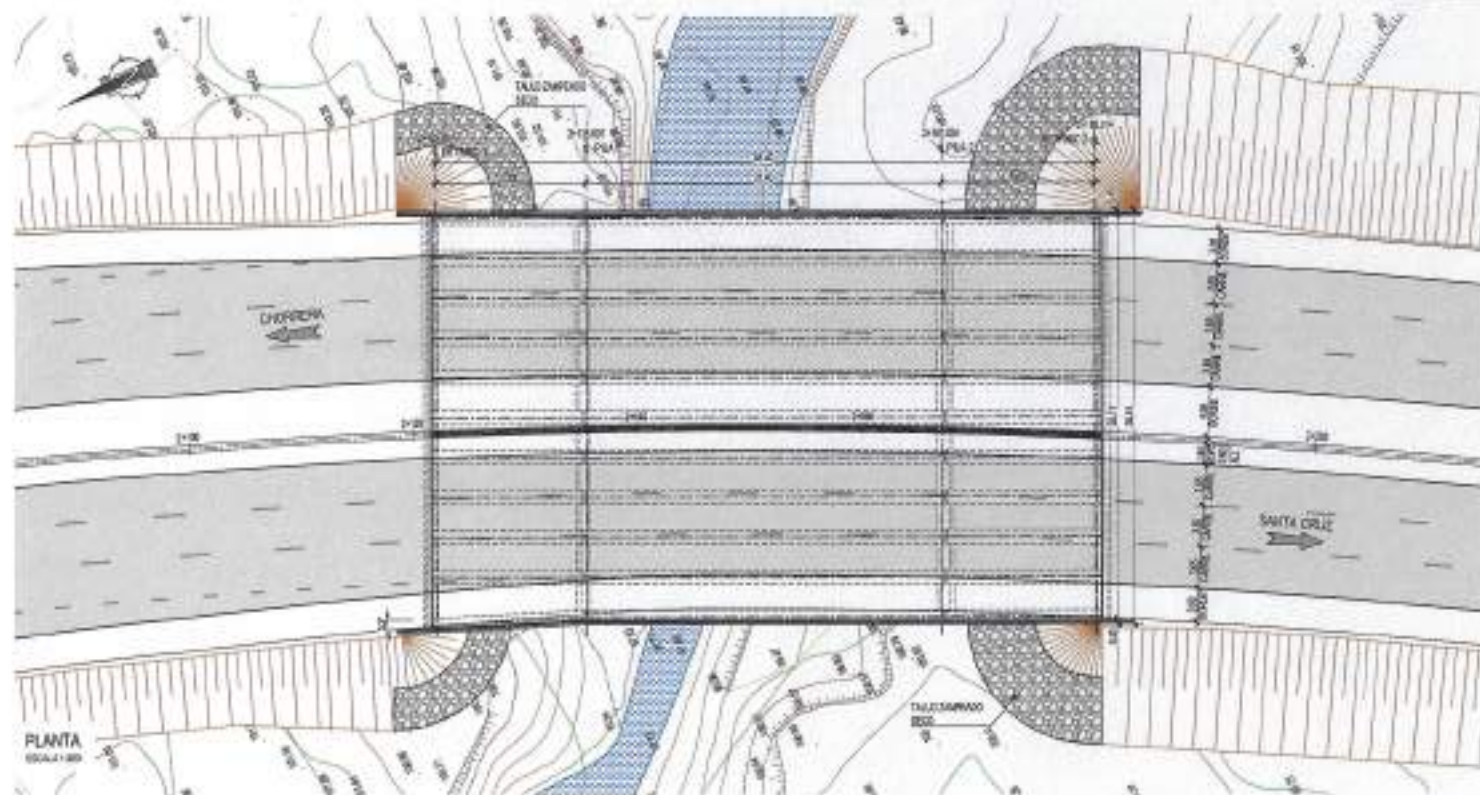
FROM 10.12.10	
FROM 10.12.10	

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

[illegible]

INITIAL OBSERVATIONS

- Tuzos iat medicale, dimensionarea i compararea rezultatelor pe marea e marea sau se indica in continut.

PLANTA
MEDICAL + ARTS

*AMPLIACIÓN A 225-MJ CARPULIS-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ

Corredor Playas I



FOLIO IV - AMBIENTE DE DARRIA
ESTRUCTURAS - PUENTE DARRIA.2
GEOMETRIA GENERAL
PLANTA

PLANTING	200 04
STOCKING - ORIGINAL	100 04

100	100
100	100



NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-105

LEY 15 del 26 de Enero de 1969
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

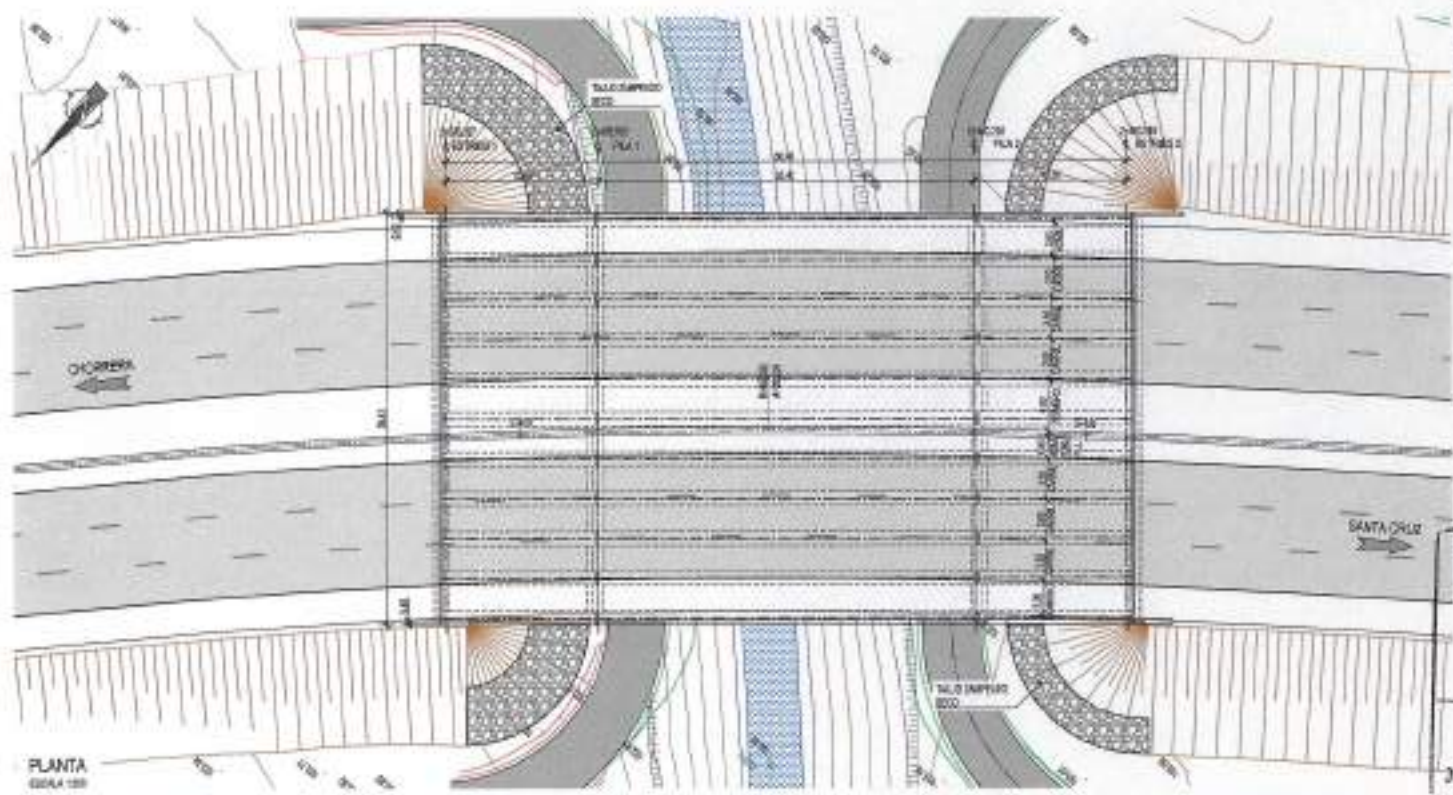


PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDORES DE LAS PAVAS, TRAMO I: LA DIVISERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/05/2005
HOJA: 1 DE 1

PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDORES DE LAS PAVAS, TRAMO I: LA DIVISERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/05/2005
HOJA: 1 DE 1

PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDORES DE LAS PAVAS, TRAMO I: LA DIVISERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/05/2005
HOJA: 1 DE 1

PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDORES DE LAS PAVAS, TRAMO I: LA DIVISERA-SANTA CRUZ



DESCRIPCIÓN DE MATERIALES	UNIDADES	M. CUBICADO	M. RECUBRIMIENTO
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00
CONCRETO PARA PAVAS	m ³	11.00	0.00

NOTAS GENERALES:
- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106
Firma
Ley 15 del 28 de febrero de 1996
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDORES DE LAS PAVAS, TRAMO I: LA DIVISERA-SANTA CRUZ

CONSEJO
Corredor Playas I



FASE II - AMBIENTE DE CARPA
ESTRUCTURAS - PUENTE CARPA
GEOMETRIA GENERAL
PLAN

PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDORES DE LAS PAVAS, TRAMO I: LA DIVISERA-SANTA CRUZ

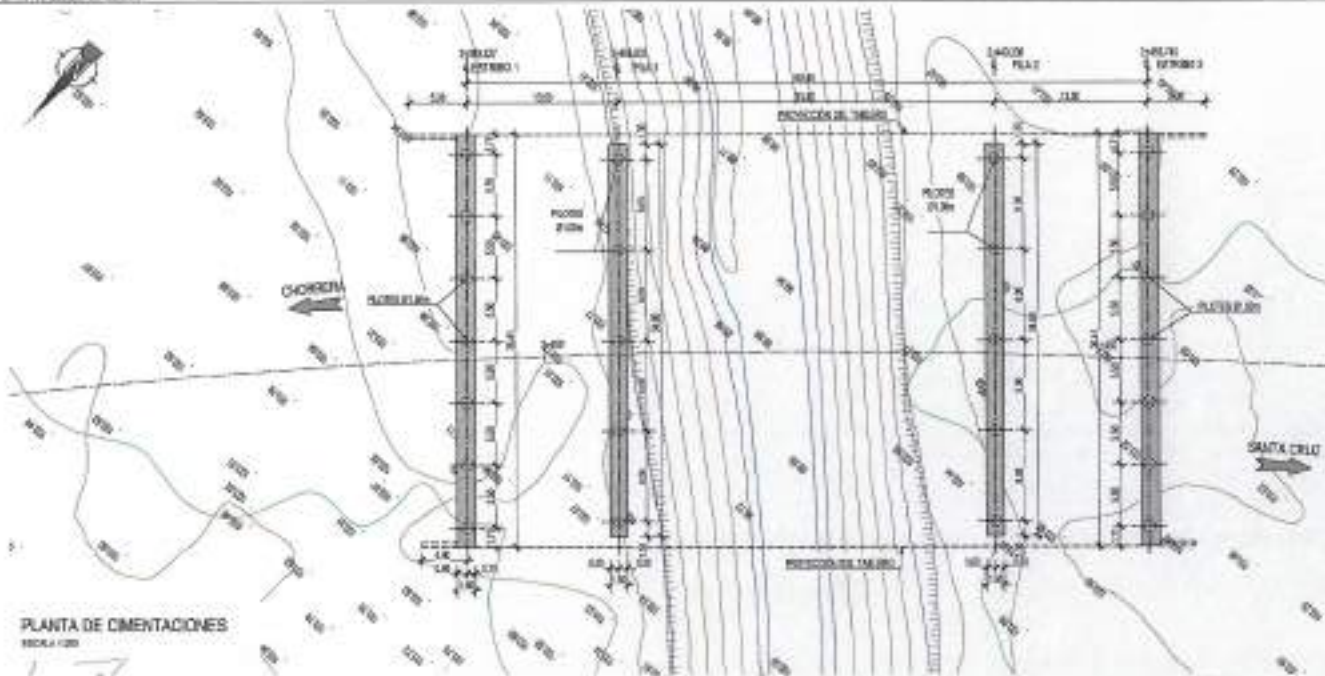
FECHA: 15/05/2005
HOJA: 1 DE 1

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
FECHA	2005-06-10
HOJA	1

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
FECHA	2005-06-10
HOJA	1

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA
FECHA	2005-06-10
HOJA	1

PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA

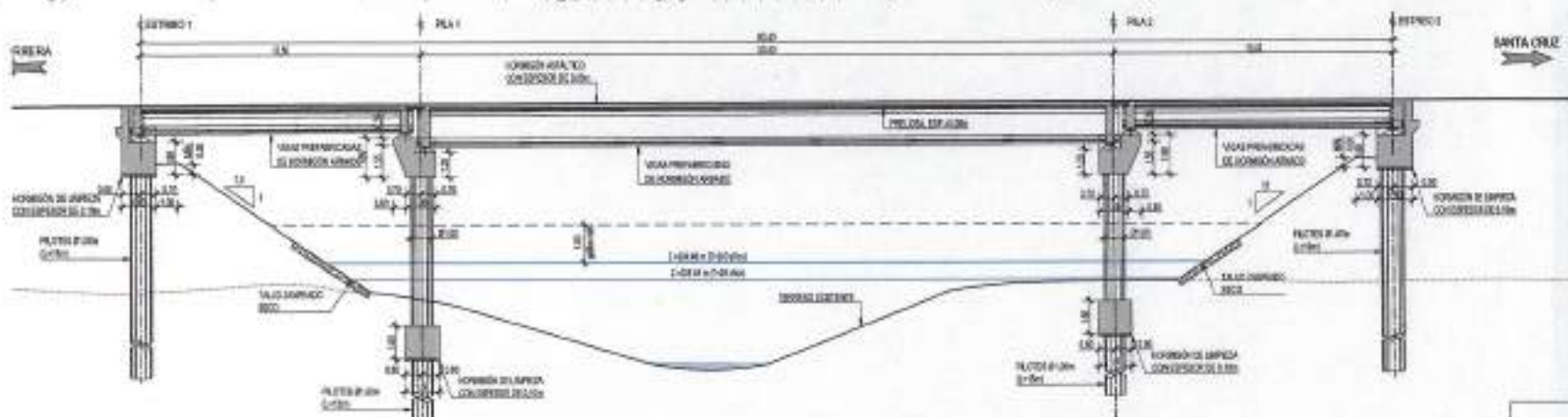


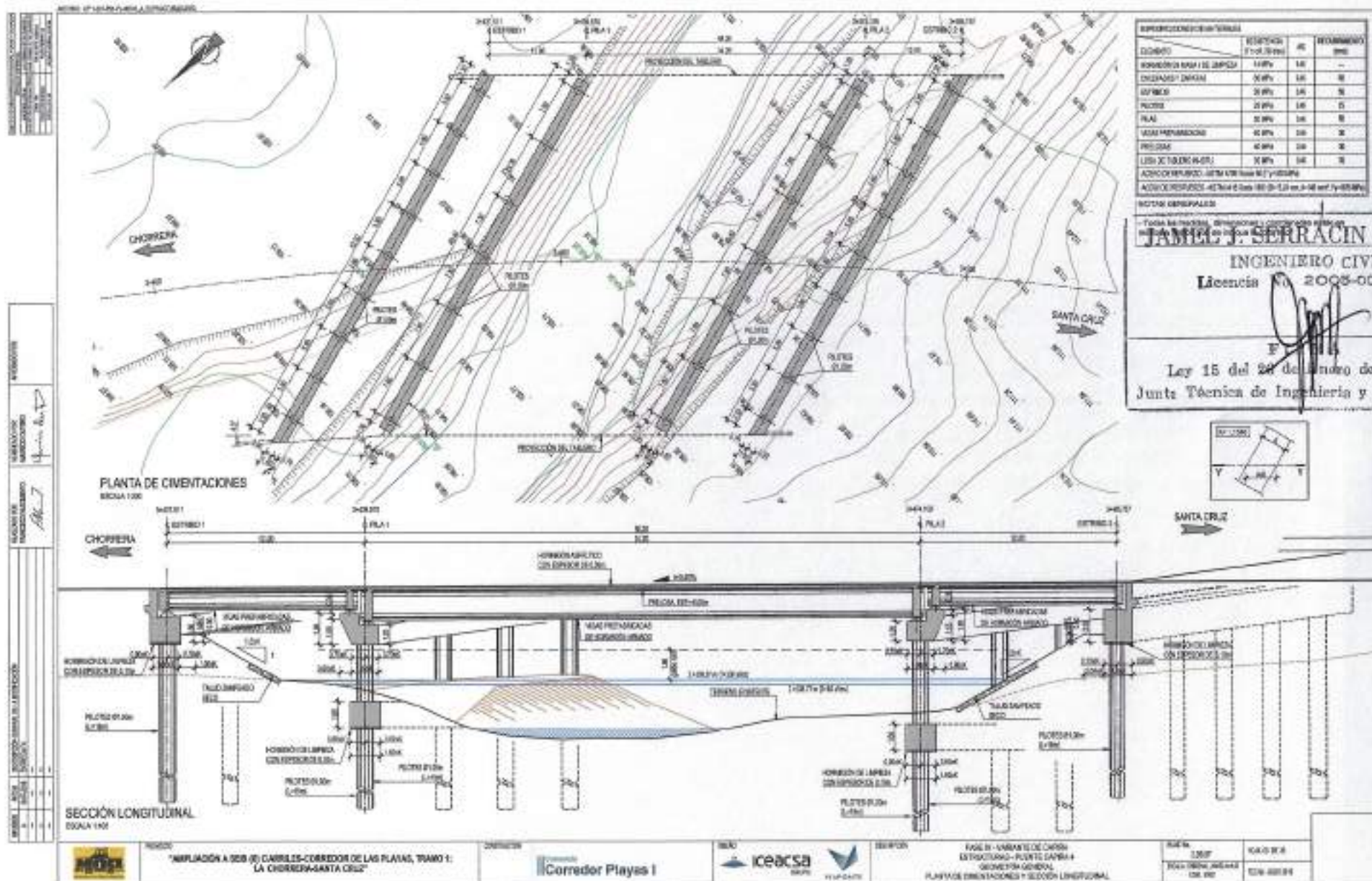
PROYECTO	FECHA	HOJA	FECHA
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	2005-06-10	1	2005-06-10

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

FIN
Ley 15 del 26 de Enero de 1998
Santa Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PLANTA DE CIMENTACIONES
Escala 1:500



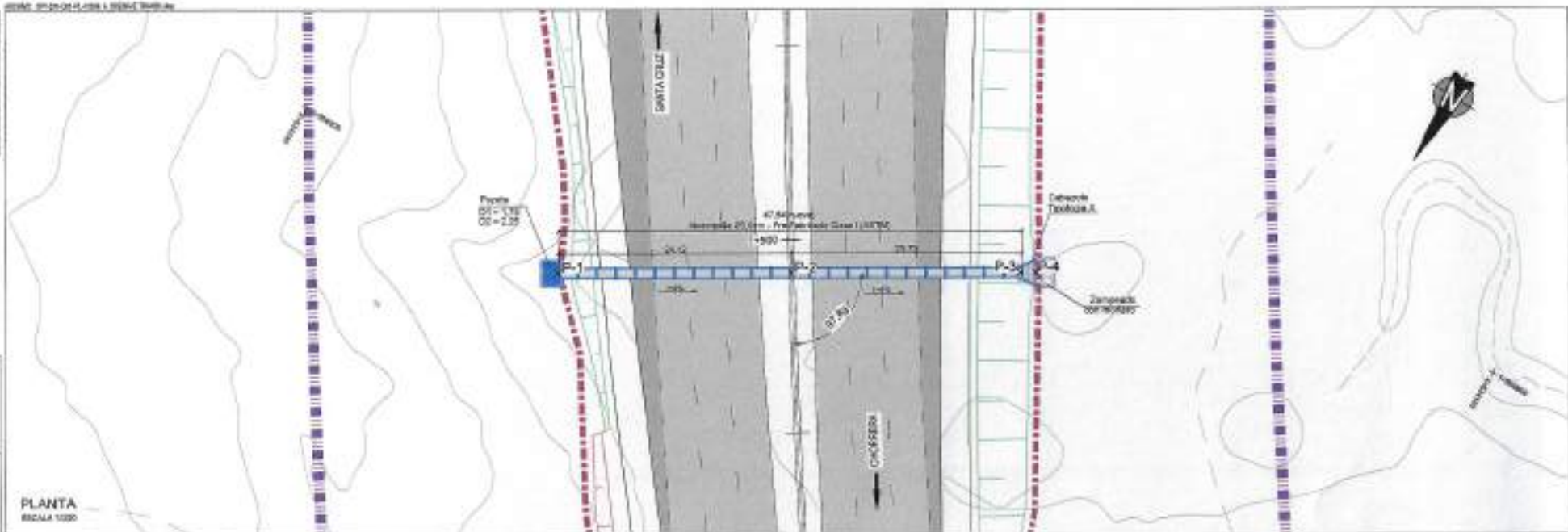


PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRETERAS CORREDORES DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA SANTA CRUZ
FECHA	2010
PROYECTANTE	JAMEL J. SERRACIN VALDES
REVISOR	JAMEL J. SERRACIN VALDES
APROBADO	JAMEL J. SERRACIN VALDES

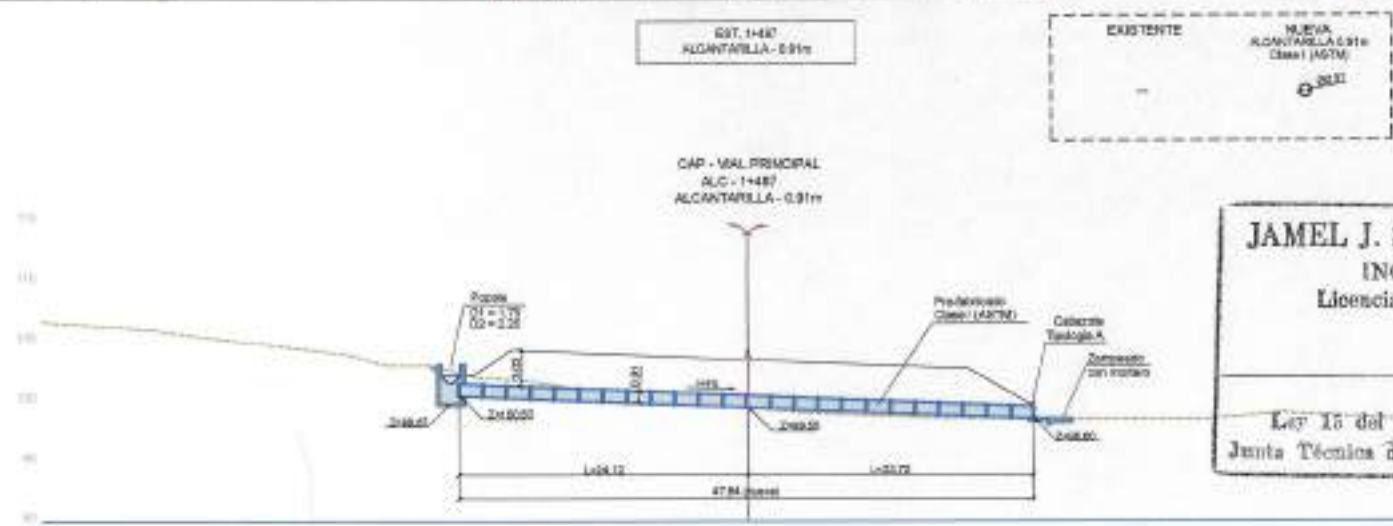
PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRETERAS CORREDORES DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA SANTA CRUZ
FECHA	2010
PROYECTANTE	JAMEL J. SERRACIN VALDES
REVISOR	JAMEL J. SERRACIN VALDES
APROBADO	JAMEL J. SERRACIN VALDES

PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRETERAS CORREDORES DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA SANTA CRUZ
FECHA	2010
PROYECTANTE	JAMEL J. SERRACIN VALDES
REVISOR	JAMEL J. SERRACIN VALDES
APROBADO	JAMEL J. SERRACIN VALDES

PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRETERAS CORREDORES DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA SANTA CRUZ
FECHA	2010
PROYECTANTE	JAMEL J. SERRACIN VALDES
REVISOR	JAMEL J. SERRACIN VALDES
APROBADO	JAMEL J. SERRACIN VALDES



PLANTA
ESCALA 1:500



ALZADO
ESCALA 1:500

CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=624248.51 Y=968901.07
P-2	X=624227.86 Y=968886.62
P-3	X=624207.87 Y=968876.45
P-4	X=624205.24 Y=968875.58

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-406-106

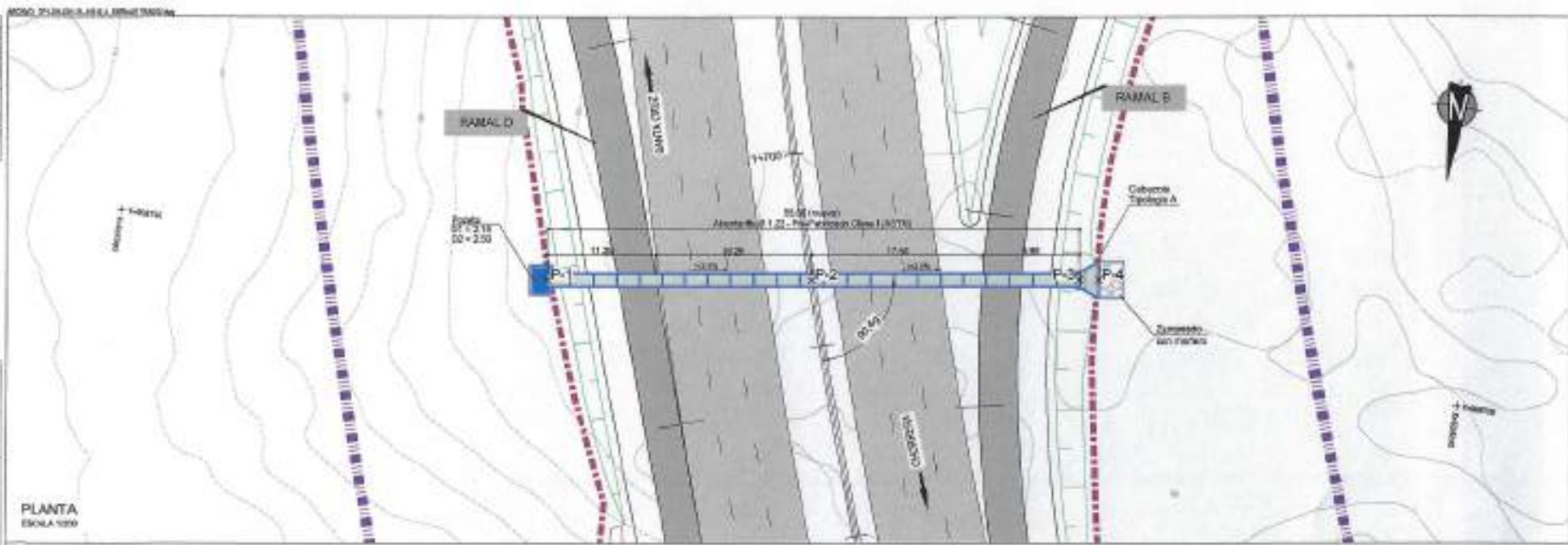
LEY 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/03/2015
PROYECTANTE: J. SERRACIN VALDES
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ

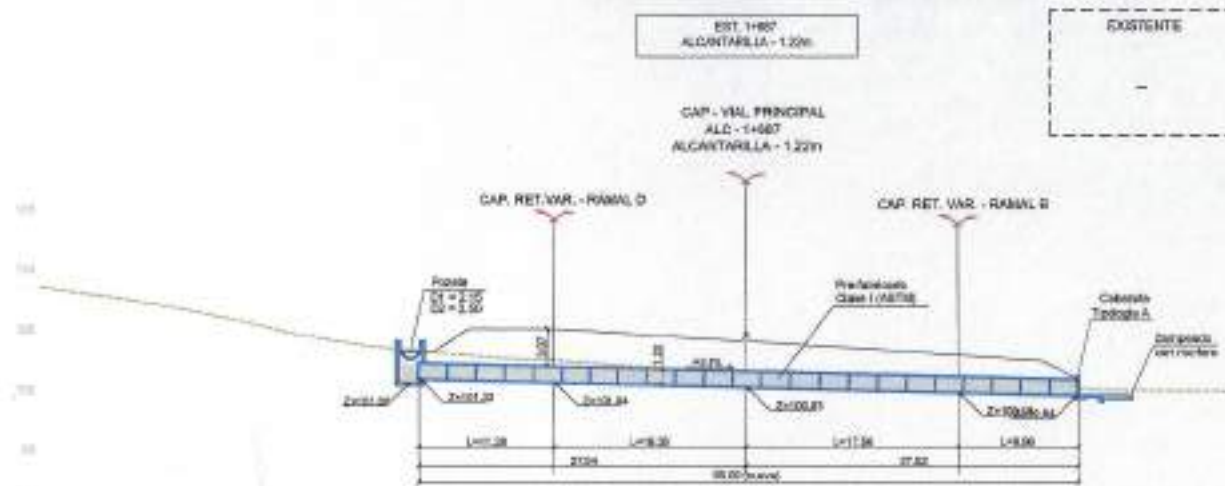
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/03/2015
PROYECTANTE: J. SERRACIN VALDES
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/03/2015
PROYECTANTE: J. SERRACIN VALDES
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 15/03/2015
PROYECTANTE: J. SERRACIN VALDES
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CARRIL DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ



PLANTA
ESCALA 1:200



ALZADO
ESCALA 1:200

EXISTENTE	NUEVA ALCANTARILLA 1.22m Clase I (ASPM)
-	

CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=624335.34 Y=968720.75
P-2	X=624308.08 Y=968715.75
P-3	X=624280.85 Y=968712.75
P-4	X=624278.85 Y=968712.45

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

[Signature]

Ley 15 del 28 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORREPA-SANTA CRUZ
FECHA	2008-08-08
HOJA	1
ESCALA	1:500

PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORREPA-SANTA CRUZ
FECHA	2008-08-08
HOJA	1
ESCALA	1:500

PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORREPA-SANTA CRUZ
FECHA	2008-08-08
HOJA	1
ESCALA	1:500

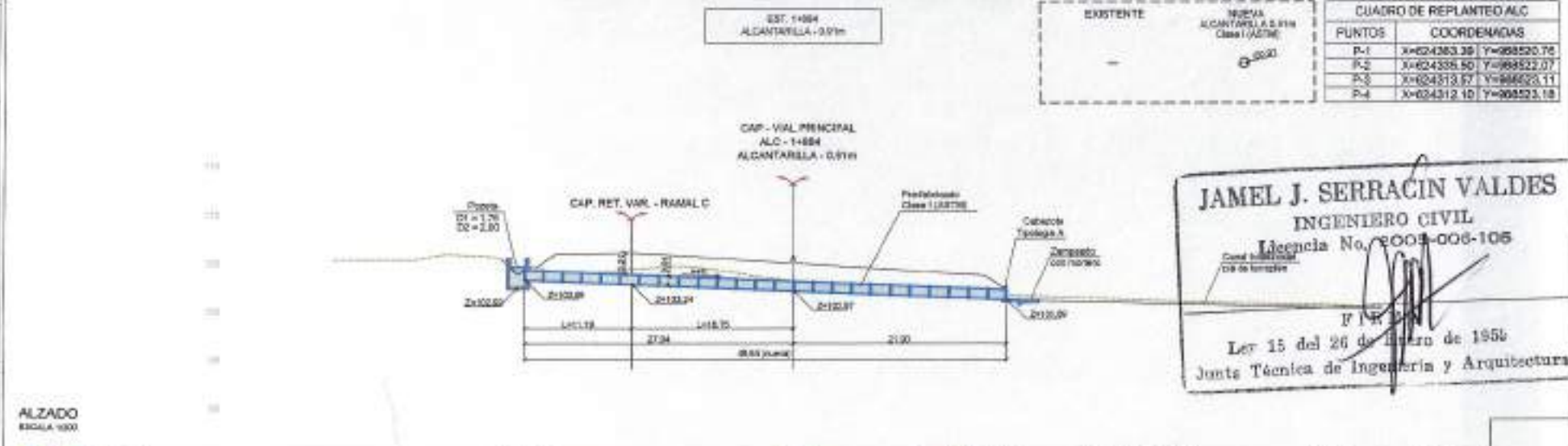


PLANTA
ESCALA 1:500

EST. 1+884
ALCANTARILLA - 0.91%

EXISTENTE	NOVA ALCANTARILLA 0.91% Clase I (A27M)
	0.91%

PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=624363.35 Y=988520.75
P-2	X=624358.50 Y=988522.07
P-3	X=624373.57 Y=988523.11
P-4	X=624312.10 Y=988523.18



ALZADO
ESCALA 1:500

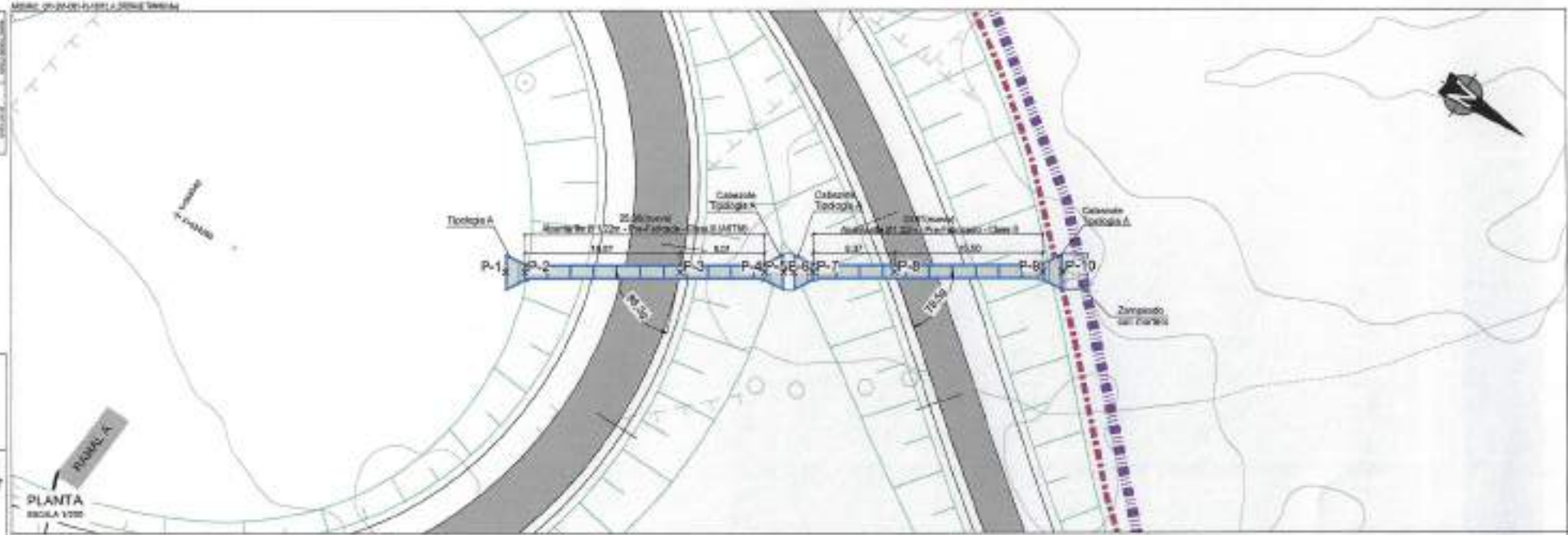
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2003-008-105
Firma: [Firma]
Ley 15 del 26 de Enero de 1956
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO	AMPLIACIÓN A DOS (2) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORREPA-SANTA CRUZ
CONSEJO	Corredor Playas I
ORGANISMO	Iceacsa
FECHA	2008-08-08
FECHA	2008-08-08
FECHA	2008-08-08

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL CARRILLO ALREDEDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORREÑA-SANTA CRUZ

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL CARRILLO ALREDEDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORREÑA-SANTA CRUZ

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL CARRILLO ALREDEDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORREÑA-SANTA CRUZ



RAMAL A - EST. 0+125 - RAMAL B - EST. 0+174
ALCANTARILLA - 1.22m

EXISTENTE
NUEVA
ALCANTARILLA 1.22m
Clase II (ASTM)
G-802

CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=42426.51	Y=958571.85
P-2	X=42425.42	Y=958573.54
P-3	X=42425.10	Y=958587.55
P-4	X=424251.82	Y=958594.61
P-5	X=424250.72	Y=958595.31
P-6	X=424250.15	Y=958597.20
P-7	X=424249.05	Y=958598.90
P-8	X=424244.32	Y=958595.92
P-9	X=424236.11	Y=958518.95
P-10	X=424235.31	Y=958520.55



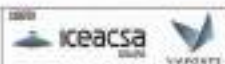
ALZADO
ESCALA 1:200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-005-106
Firma
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO: "RECONSTRUCCIÓN A SER (R) CARRILLO ALREDEDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORREÑA-SANTA CRUZ"

COORDINADOR
Corredor Playas I



REVISOR
CRS II - VARIANTE CAPRA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSALES
ALC EST. 0+125 - RAMAL A - CAP. RET. SAN. ALC EST. 0+174 - RAMAL B - CAP. RET. VNR.
PLANAS Y ALZADO

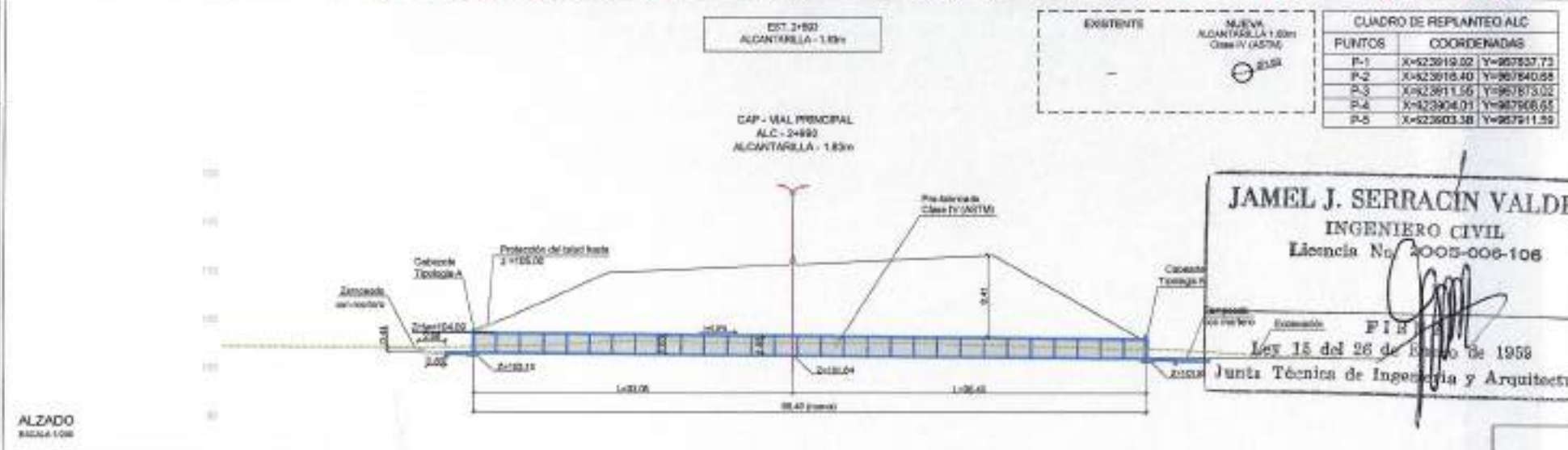
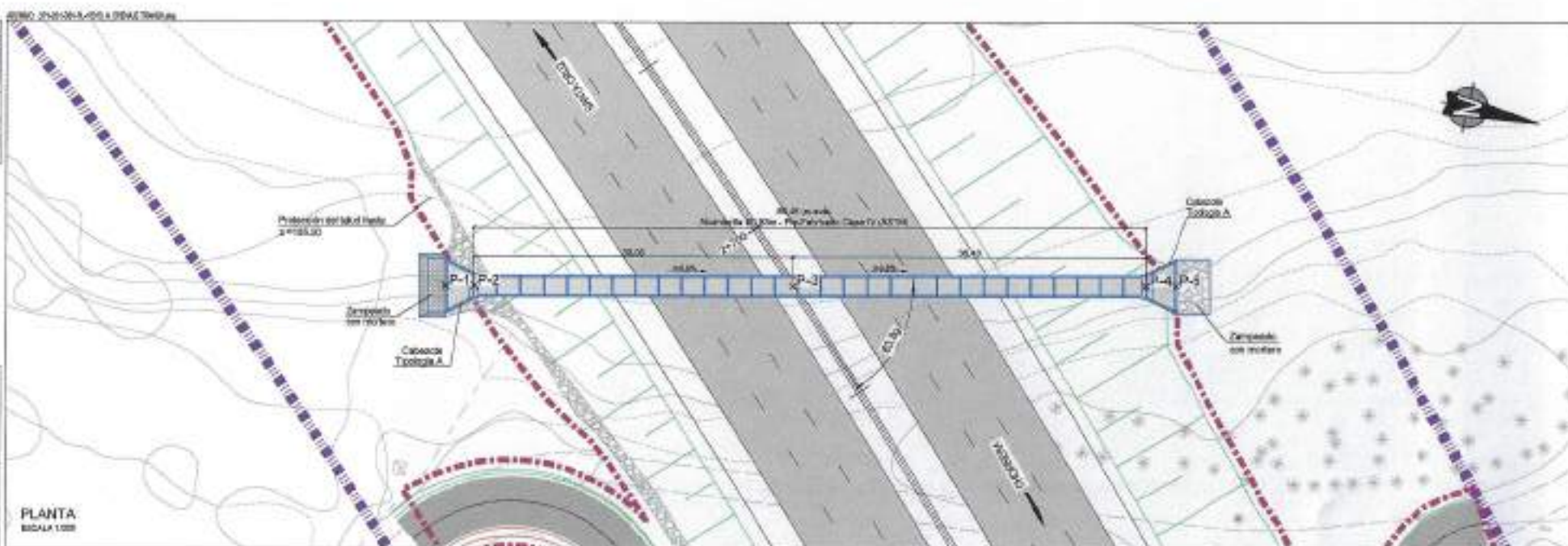
FECHA
2.10.20
DISEÑO Y DRENAJE
100

HOJA 11 DE 14
NOVA 2020-08

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8.55 M DE CARRETERA CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005
ESTADO	PROYECTO
PROYECTANTE	J. SERRACIN VALDES
REVISOR	J. SERRACIN VALDES
APROBADO	J. SERRACIN VALDES

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8.55 M DE CARRETERA CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005
ESTADO	PROYECTO
PROYECTANTE	J. SERRACIN VALDES
REVISOR	J. SERRACIN VALDES
APROBADO	J. SERRACIN VALDES

PROYECTO	AMPLIACIÓN A 8.55 M DE CARRETERA CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005
ESTADO	PROYECTO
PROYECTANTE	J. SERRACIN VALDES
REVISOR	J. SERRACIN VALDES
APROBADO	J. SERRACIN VALDES



CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=423919.02	Y=967837.73
P-2	X=423918.40	Y=967840.88
P-3	X=423911.56	Y=967873.02
P-4	X=423904.01	Y=967908.65
P-5	X=423603.38	Y=967911.39

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-008-108
 Ley 15 del 26 de Enero de 1958
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

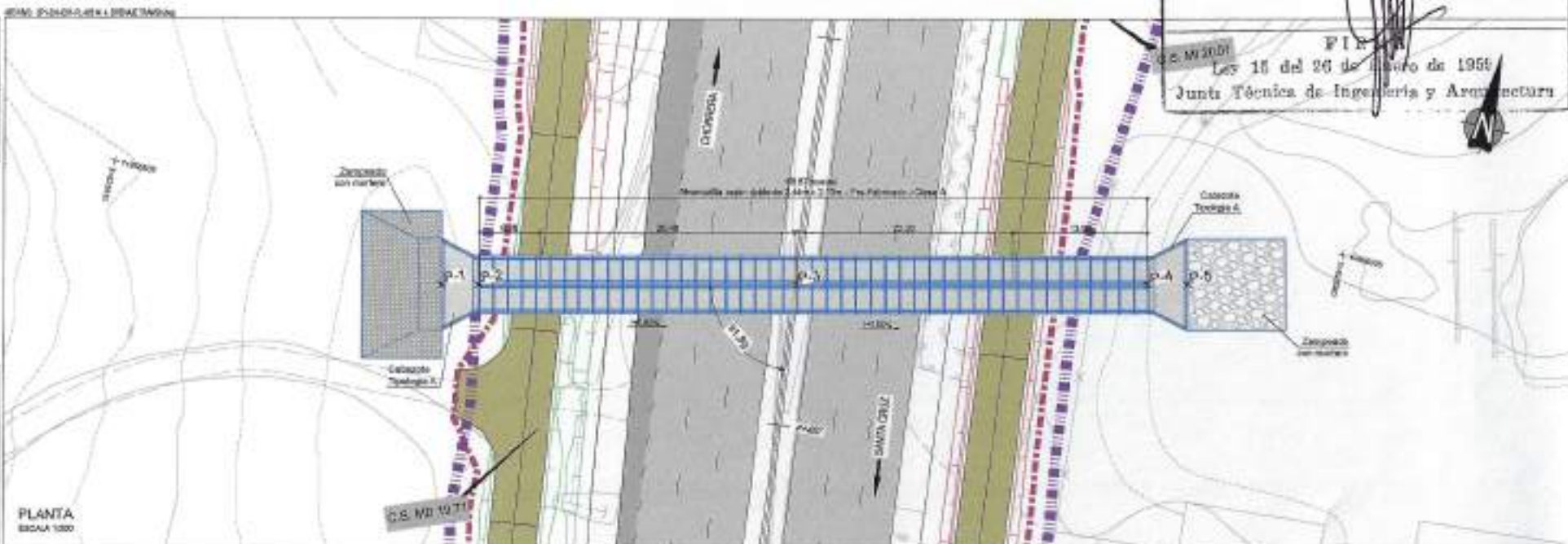
Licencia No. 2005-005-106

C.E. M2001

FIN

LEY 15 del 26 de Mayo de 1959

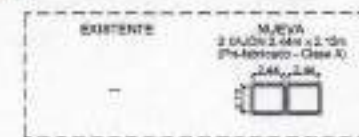
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PLANTA

ESCALA 1:500

EST. 4+400
2 CAJON 2.44m x 2.13m



CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-5	X=623025.06	Y=989519.34
P-4	X=623021.18	Y=989517.42
P-3	X=622996.36	Y=989509.00
P-2	X=622954.06	Y=989501.45
P-1	X=622950.31	Y=989500.50

CAP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 4+400
2 CAJON 2.44m x 2.13m - CLASE A



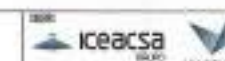
ALZADO

ESCALA 1:500



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUIDO POR
Corredor Playas I



SECCION
TABLA IV - VARIANTE CARRETERA
DRENAJE - DISEÑO DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA CUL 4+400 - TAL PRINCIPAL
PUNTA Y ALZADO

FECHA
1/10/2010
ESCALA PLANTA: 1:500
ESCALA ALZADO: 1:500

NO. DE HOJA
108 DE 108

PROYECTO	RECONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA
FECHA	2005-06-10
ESTADO	PROYECTO
ESCALA	1:500
PROYECTANTE	J. SERRACIN VALDES
REVISOR	J. SERRACIN VALDES
APROBADO	J. SERRACIN VALDES

ALZADO

AMPLIACIÓN A DOS VÍAS DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I
LA CARRERA, SANTA CRUZ

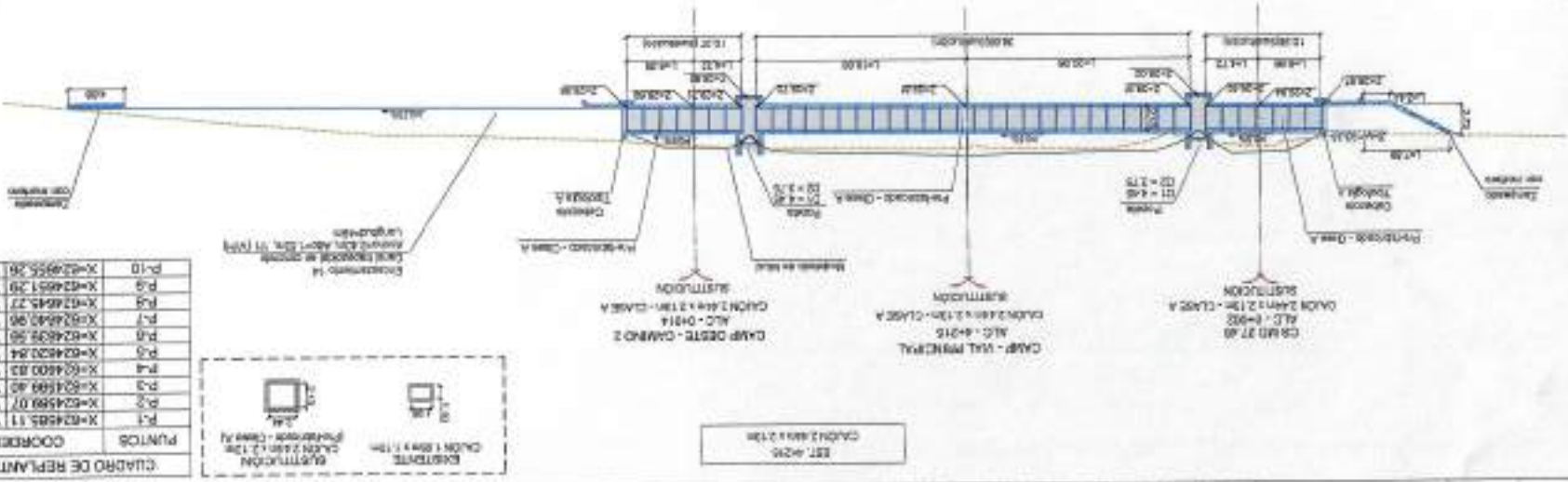
Corredor Playas I

iceasca

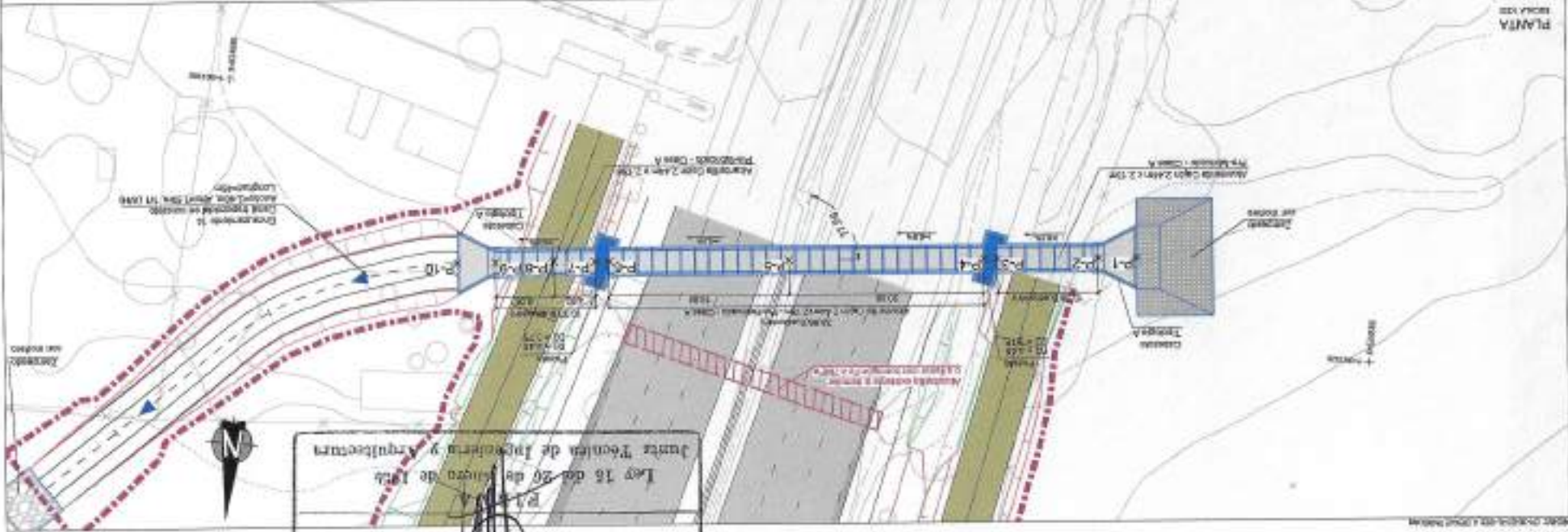
INTEGRANTES

PROYECTO: AMPLIACIÓN A DOS VÍAS DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I
DISEÑO: 2005-06-10
AUTOR: J. SERRACIN VALDES

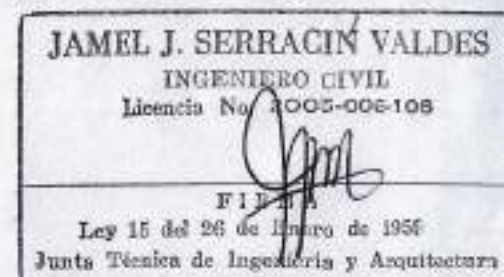
FECHA: 2005-06-10
ESCALA: 1:500
PROYECTANTE: J. SERRACIN VALDES



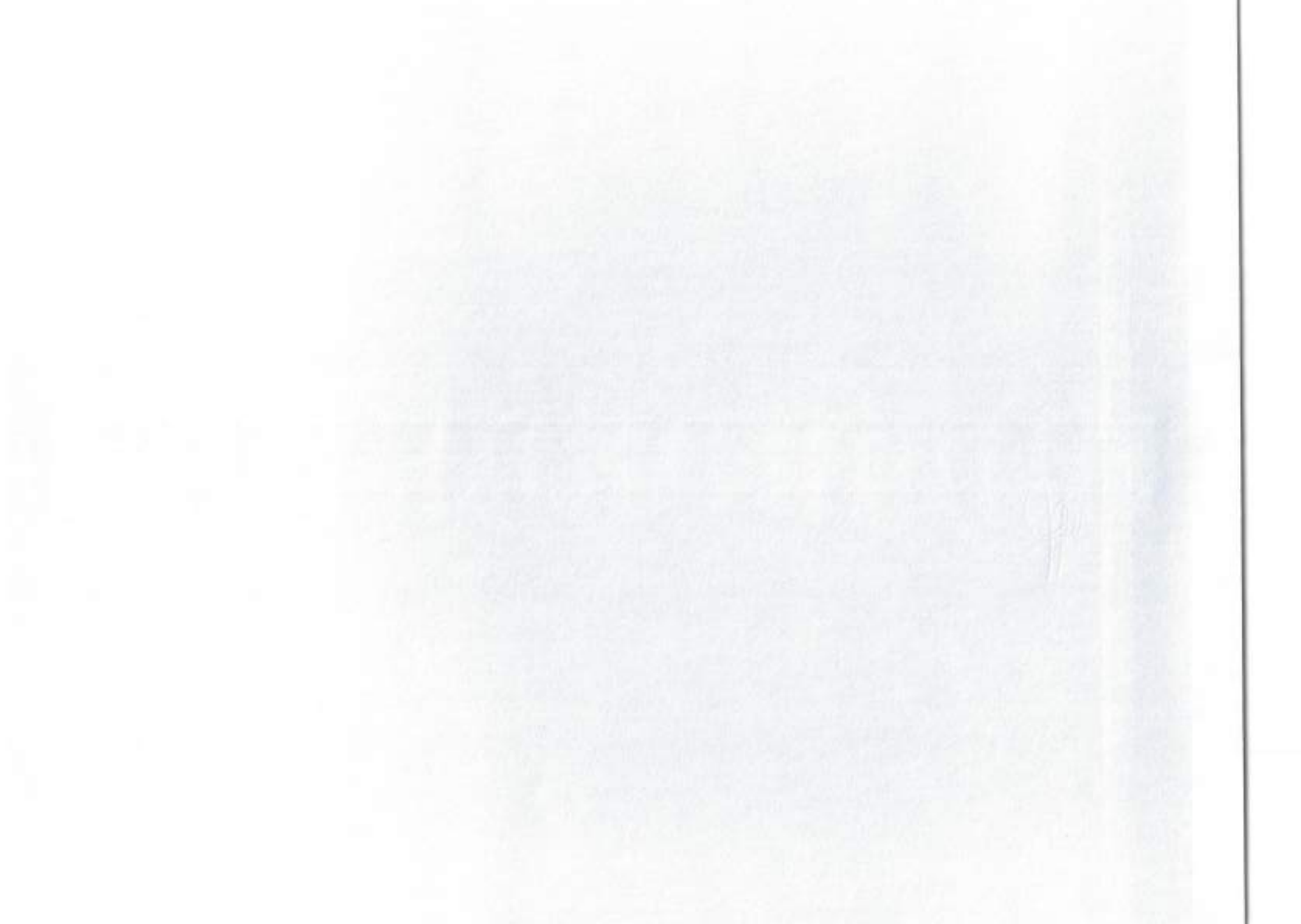
PLANTA



JAMET J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106
Ley 16 de 20 de mayo de 1995
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA DRENAJE – HIDROLOGÍA



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA

DRENAJE – HIDROLOGÍA

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CLIMATOLOGÍA	1
3. HIDROLOGÍA	1
3.1. DATOS DE PARTIDA	1
3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES	1
3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS	1
3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN	8
3.3. ESTUDIO DE CUENCAS	8
3.4. CÁLCULO DE CAUDALES	9
3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS	9
3.4.2. CAUDALES DE LAS CUENCAS	13



1. INTRODUCCIÓN

El presente documento responde a lo indicado en el apartado 8 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente a la hidrología de la Variante Campana.

El presente capítulo tiene por finalidad conocer las circunstancias hidrológicas de las alcantarillas de drenaje transversal, permitiendo así definir las condiciones necesarias para el diseño de las obras de desagüe.

Los datos utilizados principalmente son los aportados por ETESA (Empresa de Transmisión Eléctrica S.A).

2. CLIMATOLOGÍA

Debe ser consultado el "CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA" de la Fase 3, entregada al MOP.

3. HIDROLOGÍA

En el presente apartado se ha determinado la máxima precipitación diaria para una serie de periodos de retorno, realizándose para ello un análisis de las precipitaciones máximas diarias mediante ajustes estadísticos (Gumbel y SQRT-ET_{max}).

3.1. DATOS DE PARTIDA

El estudio hidrológico se ha iniciado con el análisis detallado de la pluviometría de la zona de actuación, a partir del cual se han determinado los valores de las precipitaciones para distintos periodos de retorno.

Los datos de precipitación empleados son los correspondientes a las estaciones hidrometeorológicas de Caimito (140-005) y Chame (138-005), pudiéndose observar los registros completos en el "CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA" de la Fase 3, entregada al MOP.

3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES

3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS FLUVIOMÉTRICOS

3.2.1.1. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE GUMBEL

Una variable aleatoria sigue una distribución de probabilidad de Gumbel si:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-y)}} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Donde x representa el valor a asumir por la variable aleatoria, con α y y parámetros y e base de los logaritmos neperianos.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 1.-Valores para la distribución Gumbel, Estación Caimito (140-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	Precip. (mm)	N° Datos	34
1998	30.3	Media	25.64
2000	45.9	Desviación	28.14
2001	55.5	α	3.0390
1982	63.7	β	79.6733
1989	64.0		
2003	65.8		
2007	66.0		
1997	66.9		
1998	70.3		
1979	70.6		
2011	77.9		
1989	79.1		
1983	80.0		
2009	80.2		
1979	80.6		
1984	86.1		
1977	90.0		
1994	92.4		
1990	92.6		
1990	94.0		
1992	99.0		
1979	99.2		
1974	99.5		
1990	101.4		
1990	111.8		
1990	113.1		
1991	113.5		
1992	119.0		
2010	119.4		
2014	119.7		
1996	127.0		
2006	189.9		
2012	202.3		
2013	214.0		

PERIODO RETORNO		PRECIPITACIÓN MÁXIMA	
T (años)		P4 (mm)	
2		39.5	
5		53.3	
10		64.0	
25		77.9	
50		94.7	
75		106.3	
100		119.5	
250		142.9	
500		163.3	
1000		184.1	

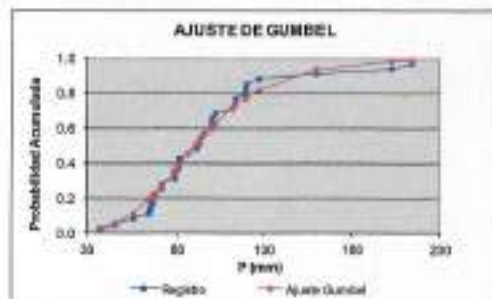


Figura 1.-Valores para la distribución Gumbel, Estación Caimito (140-005)

Tabla 2.-Valores para la distribución Gumbel, Estación Chame (138-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	Precip. (mm)	N° Datos	28
1977	60.3	Media	84.37
1990	61.4	Desviación	24.26
1972	65.1	α	2.0902
1966	67.2	β	73.0174
1999	69.6		
1992	70.8		
1990	86.2		
1990	90.0		
2001	91.3		
2001	91.9		
1990	92.0		
1994	96.8		
1996	99.9		
1971	110.3		
1976	111.3		
2010	111.7		
1981	120.5		
1989	124.8		
1973	161.4		
1991	161.8		
1990	162.0		
1979	171.0		
1976	171.2		
1990	181.1		
2009	181.4		
1976	184.2		
2010	191.1		
1984	195.0		
2005	195.0		
2011	210.0		
2010	210.4		
2000	244.0		
1982	260.0		
1974	300.3		
1964	300.6		
2000	320.0		
2014	326.0		
1989	480.9		
2000	575.0		

PERIODO RETORNO		PRECIPITACIÓN MÁXIMA	
T (años)		P4 (mm)	
2		80.3	
5		101.7	
10		110.1	
25		144.2	
50		167.7	
75		182.3	
100		191.1	
250		246.1	
500		282.3	
1000		326.2	

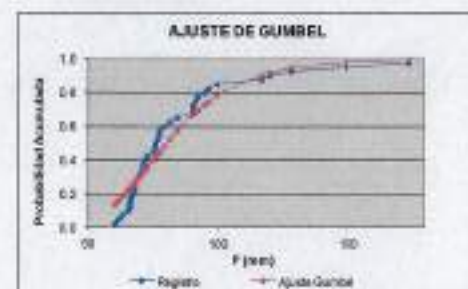


Figura 2.-Valores para la distribución Gumbel, Estación Chame (138-005)

3.2.1.2. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE SQRT-ET_{max}

Esta ley utiliza funciones de distribución con dos parámetros, ajustándola por el método de máxima verosimilitud y presentando una gran estabilidad ante nuevos datos.

La función de distribución SQRT-ET_{max} tiene la siguiente expresión:

$$F(x) = 0 \quad (x < 0)$$

$$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}} \quad (x \geq 0)$$

Siendo:

- $F(x)$ = Función de distribución de probabilidad de ocurrencia de una determinada tormenta.
- x = Precipitación máxima correspondiente a un período.
- α y k = Parámetro de escala y forma, respectivamente. Definen la ley y deben ser ajustados a los datos existentes.

La función logarítmica de máxima verosimilitud L , tiene la siguiente expresión:

$$L = \sum_{i=1}^N \ln f(x_i) \quad (2)$$

Siendo:

$$f(x) = \frac{k}{1+e^x} h(x) F(x) \quad (3)$$

$$h(x) = \frac{\alpha}{2} e^{-\sqrt{\alpha x}} \quad (4)$$

Para obtener α y β se deriva la función (2) y se iguala a cero. De esta forma se obtiene:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^N \sqrt{\alpha x_i} - 2N}{\sum_{i=1}^N \alpha x_i e^{-\sqrt{\alpha x_i}}} \quad (5)$$

Donde:

- x_i = Valores de la precipitación máxima en 24 horas en el lugar "i", ordenados de menor a mayor.
- N = Número de datos.

Se sustituye (5) en (2), con lo cual esta queda en función de α y se obtiene el valor de α que maximiza (2).

Se obtiene el valor de k mediante (5).

De esta forma se obtienen las precipitaciones máximas diarias, en distintos períodos de retorno.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Calmito (140-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	Precip. (mm)	ET (mm)	ET _{MAX}
1969	261.1	24	30.56
1970	45.8	24	30.14
1971	55.8	0.004	0.004
1972	63.7	152.009	152.009
1976	64.8	3.040	3.040
1979	65.8		
1980	86.3		
1981	66.8		
1982	66.8		
1975	70.3		
1976	70.8		
1977	77.8		
1986	78.1		
1993	80.0		
2002	80.3		
1978	80.6		
1994	85.1		
1977	90.3		
1984	92.4		
1990	92.5		
1986	94.5		
1982	96.2		
2009	99.2		
2014	99.5		
1989	101.4		
1980	111.8		
1982	112.1		
1981	112.4		
1989	116.6		
2010	119.4		
2014	119.7		
1999	127.0		
2006	198.9		
2012	202.8		
2013	214.0		

PARAMETROS	
ET (mm)	24
Media	30.56
Desviación	30.14
α	0.004
β	152.009
Cv	3.040

PRECIPITACIÓN	
PRECIPITACIÓN (mm)	PRECIPITACIÓN (mm)
2	87.3
5	139.3
10	140.8
25	176.4
50	281.8
100	289.0
200	289.0
1000	321.8

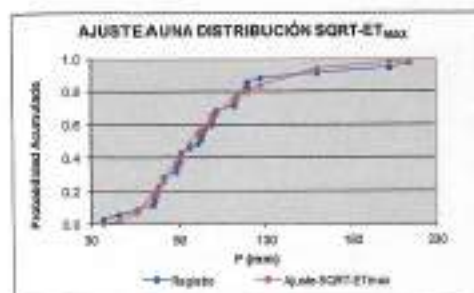


Figura 3.-Valores para la distribución SQRT-ETMAX. Estación Calmito (140-005)

Tabla 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	Precip. (mm)	ET (mm)	ET _{MAX}
1977	30.0	30	34.87
1980	31.5	30	34.98
1972	32.1	1.260	1.260
1996	49.2	1390.040	1390.040
1990	50.5	0.260	0.260
1992	66.2		
1990	67.3		
2007	67.9		
2007	67.9		
1990	69.2		
1990	69.8		
1997	71.8		
1978	71.9		
2010	71.7		
1981	72.8		
1980	74.8		
1970	78.4		
1967	79.4		
1986	79.6		
1870	77.0		
1879	77.3		
1890	78.1		
2006	81.4		
1972	84.2		
2013	85.1		
1999	90.0		
2000	90.8		
2011	91.9		
2012	94.4		
2000	94.9		
1980	95.8		
2014	100.0		
1994	111.6		
2008	126.3		
2014	128.2		
1988	148.5		
2009	173.0		

PARAMETROS	
ET (mm)	30
Media	34.87
Desviación	34.98
α	1.260
β	1390.040
Cv	0.260

PRECIPITACIÓN	
PRECIPITACIÓN (mm)	PRECIPITACIÓN (mm)
2	74.8
5	101.7
10	114.7
25	122.0
50	181.1
100	191.0
200	226.9
1000	286.2

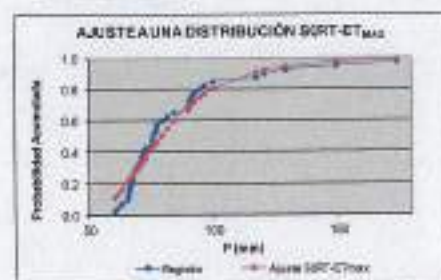


Figura 4.-Valores para la distribución SQRT-ETMAX. Estación Chame (138-005)

3.2.1.3. TEST DE COMPROBACIÓN

Una vez realizada la modelización estadística, se ha llevado a cabo el test de comprobación para determinar la bondad del ajuste realizado.

Se ha empleado el test de Kolmogorov-Smirnov, que consiste en la comparación de la función de distribución teórica con la empírica observada. Este ajuste se adapta bien al presente caso puesto que, el modelo propuesto es de tipo continuo y el tamaño muestral es pequeño.

La frecuencia observada se ha determinado ordenando de menor a mayor los datos y aplicando la siguiente expresión:

$$F_n = n / (N+1)$$

Siendo:

- $F_n(x)$ = Frecuencia observada acumulada.
- n = Número de orden del dato.
- N = Número total de datos.

La frecuencia teórica se ha determinado aplicando los parámetros anteriores a las funciones de distribución GUMBEL y SQRT-ET_{MAX}.

Este test de comprobación estudia las desviaciones verticales entre ambas funciones de distribución a través del estadístico D.

$$D = \sup |F_n(x) - F(x)|$$

Asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov-Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra se establece el siguiente criterio de aceptación:

Si $D < D_{\text{tab}}$, se acepta que el ajuste es adecuado con el nivel de confiabilidad asumido.

Se ha determinado también un coeficiente de determinación que indica qué proporción de la variación total de frecuencias observadas es explicado por las frecuencias teóricas acumuladas. El coeficiente de determinación se encuentra definido por la siguiente expresión.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x) - F(x))^2}{\sum (F_n(x) - F_n(x))^2}$$

Siendo:

- R^2 = Coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$
- $\overline{F_n(x)}$ = Media de las frecuencias observadas acumuladas.

A continuación, se expone el resultado de los cálculos realizados para los ajustes de Gumbel y SQRT-ET_{MAX}:

Tabla 5.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Calmito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	$ F_n(x) - F(x) $
1	38.8	0.026571	0.016271	0.010300
2	45.0	0.057143	0.040775	0.006368
3	55.5	0.085714	0.103860	0.028146
4	63.7	0.114286	0.191185	0.076899
5	64.0	0.142857	0.290851	0.057994
6	65.5	0.171429	0.254215	0.042587
7	66.0	0.200000	0.216235	0.018238
8	66.0	0.228571	0.226739	0.002233
9	70.3	0.257143	0.299746	0.042603
10	70.3	0.285714	0.260350	0.019408
11	77.9	0.314286	0.359315	0.045029
12	78.1	0.342857	0.360786	0.017929
13	80.0	0.371429	0.394387	0.012958
14	80.2	0.400000	0.367758	0.013242
15	80.8	0.428571	0.391989	0.036582
16	80.1	0.457143	0.408903	0.051760
17	80.8	0.485714	0.514212	0.028497
18	82.4	0.514286	0.430442	0.018157
19	82.8	0.542857	0.536945	0.055912
20	84.8	0.571429	0.595108	0.012330
21	86.9	0.600000	0.603591	0.003591
22	90.3	0.628571	0.606693	0.022819
23	96.5	0.657143	0.607709	0.049434
24	131.4	0.685714	0.627702	0.005513
25	111.8	0.714286	0.729177	0.009892
26	113.1	0.742857	0.736391	0.012467
27	113.5	0.771429	0.733433	0.037996
28	119.0	0.800000	0.772949	0.027051
29	119.4	0.828571	0.779515	0.053657
30	119.7	0.857143	0.777408	0.079735
31	127.0	0.885714	0.821279	0.064435
32	159.0	0.914286	0.909049	0.005237
33	202.3	0.942857	0.964471	0.021614
34	214.0	0.971429	0.989466	0.017937

$$F(x) = 1 - \exp(-\exp(x))$$

$$\mu = 0.453047^{\circ}$$

$$\lambda = 0.179595^{\circ}$$

$$\text{med} = \text{media}$$

$$\sigma = \text{desviación}$$

µ	55.84
σ	35.14
µ	75.5733
σ	0.0390

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0796

Coeficiente de determinación	
R^2_{adj}	0.9841

Tabla 6.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ET_{MAX}. Estación Calmito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	$ F_n(x) - F(x) $
1	38.8	0.026571	0.001295	0.027367
2	45.0	0.057143	0.018327	0.041916
3	55.5	0.085714	0.073728	0.011667
4	63.7	0.114286	0.153518	0.046033
5	64.0	0.142857	0.175318	0.032461
6	65.5	0.171429	0.191472	0.020043
7	66.0	0.200000	0.194257	0.005743
8	66.0	0.228571	0.209954	0.021918
9	70.3	0.257143	0.255393	0.001850
10	70.3	0.285714	0.259997	0.025917
11	77.9	0.314286	0.347940	0.033654
12	78.1	0.342857	0.370791	0.027934
13	80.0	0.371429	0.399577	0.027148
14	80.2	0.400000	0.421478	0.021478
15	80.8	0.428571	0.407294	0.021276
16	82.4	0.457143	0.484174	0.027031
17	82.8	0.485714	0.548977	0.063263
18	84.8	0.514286	0.584483	0.070197
19	86.9	0.542857	0.599291	0.056433
20	90.3	0.571429	0.592548	0.021119
21	96.5	0.600000	0.637125	0.037125
22	99.2	0.628571	0.640220	0.011648
23	99.5	0.657143	0.642993	0.013850
24	101.4	0.685714	0.682230	0.003485
25	111.8	0.714286	0.750699	0.036413
26	113.1	0.742857	0.760097	0.017240
27	113.5	0.771429	0.762993	0.008564
28	119.0	0.800000	0.796473	0.003527
29	119.4	0.828571	0.800845	0.027726
30	119.7	0.857143	0.832806	0.024337
31	127.0	0.885714	0.840694	0.045020
32	159.0	0.914286	0.938893	0.024607
33	202.3	0.942857	0.960417	0.017560
34	214.0	0.971429	0.985472	0.014043

Valor crítico da Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0592

Coeficiente de determinación	
R ²	0.9879

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Calmito (140-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación resulta ser de 0.9841; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{MAX} el valor del coeficiente es

de 0.9879. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 98% las variaciones observadas.

Tabla 7.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	$ F_n(x) - F(x) $
1	92.0	0.025000	0.139911	0.114911
2	91.4	0.050000	0.159990	0.109990
3	93.1	0.075000	0.189990	0.114990
4	95.2	0.100000	0.221157	0.121157
5	95.6	0.125000	0.229176	0.104176
6	95.8	0.150000	0.232112	0.082112
7	95.2	0.175000	0.236695	0.061695
8	97.0	0.200000	0.254269	0.054269
9	97.5	0.225000	0.263406	0.038406
10	97.5	0.250000	0.263406	0.013406
11	99.0	0.275000	0.278523	0.003523
12	99.8	0.300000	0.291516	0.012482
13	99.9	0.325000	0.303458	0.018458
14	71.0	0.350000	0.329193	0.020617
15	71.0	0.375000	0.329193	0.045617
16	71.7	0.400000	0.342592	0.057408
17	72.5	0.425000	0.357838	0.067162
18	74.8	0.450000	0.402998	0.047998
19	75.4	0.475000	0.413554	0.061449
20	75.5	0.500000	0.415461	0.084539
21	75.5	0.525000	0.404456	0.090544
22	77.0	0.550000	0.443855	0.108155
23	77.2	0.575000	0.447058	0.127342
24	79.1	0.600000	0.482979	0.117021
25	81.4	0.625000	0.504468	0.109541
26	84.2	0.650000	0.573661	0.077369
27	85.1	0.675000	0.583885	0.011135
28	85.8	0.700000	0.570914	0.029086
29	85.8	0.725000	0.570914	0.054086
30	81.5	0.750000	0.583325	0.066675
31	82.4	0.775000	0.585381	0.079819
32	84.9	0.800000	0.727059	0.072959
33	85.5	0.825000	0.745674	0.079326
34	100.0	0.850000	0.783291	0.068709
35	115.8	0.875000	0.903404	0.028404
36	120.2	0.900000	0.915483	0.015483
37	128.3	0.925000	0.946931	0.023931
38	149.5	0.950000	0.981789	0.031789
39	173.0	0.975000	0.994963	0.019963

$$F(x) = 1 - \exp(-\exp(x))$$

$$\mu = m - 0.45004778$$

$$\lambda = 0.77966915$$

med = media

S = desviación

mu	84.07
sigma	24.55
mu	73.0174
sigma	0.0522

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1273

Coefficiente de determinación	
R ²	0.9848

Tabla 8.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQR-ETMAX. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	$ F_n(x) - F(x) $
1	60.0	0.025000	0.112065	0.087065
2	61.4	0.050000	0.135460	0.085460
3	63.1	0.075000	0.166467	0.091467
4	66.2	0.100000	0.207065	0.107065
5	66.6	0.125000	0.219166	0.094166
6	68.8	0.150000	0.239348	0.089348
7	66.2	0.175000	0.229709	0.055709
8	67.0	0.200000	0.249854	0.049854
9	67.5	0.225000	0.260375	0.035375
10	67.5	0.250000	0.260375	0.010375
11	68.0	0.275000	0.267160	0.017160
12	68.8	0.300000	0.284610	0.014610
13	69.9	0.325000	0.305774	0.015774
14	71.0	0.350000	0.333061	0.013061
15	71.0	0.375000	0.333061	0.041940
16	71.7	0.400000	0.349562	0.051562
17	72.5	0.425000	0.366115	0.060615
18	74.8	0.450000	0.419172	0.030672
19	75.4	0.475000	0.429012	0.045012
20	75.5	0.500000	0.431141	0.068859
21	76.5	0.525000	0.452244	0.072244
22	77.0	0.550000	0.462558	0.077558
23	77.2	0.575000	0.466795	0.100204
24	79.1	0.600000	0.505250	0.094750
25	81.4	0.625000	0.549468	0.075802
26	84.2	0.650000	0.592582	0.060408
27	85.1	0.675000	0.590625	0.015625
28	85.8	0.700000	0.597871	0.002879
29	85.8	0.725000	0.597871	0.027329
30	81.5	0.750000	0.709657	0.040343
31	82.4	0.775000	0.721216	0.026764
32	84.9	0.800000	0.751153	0.048843
33	85.5	0.825000	0.766780	0.060220
34	100.0	0.850000	0.903122	0.053122
35	115.8	0.875000	0.909320	0.034320
36	120.2	0.900000	0.922357	0.022357
37	128.3	0.925000	0.946129	0.021129
38	149.5	0.950000	0.976607	0.026607
39	173.0	0.975000	0.992129	0.017129

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1082

Coefficiente de determinación	
R ²	0.9832

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Chame (138-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación

resulta ser de 0.9348; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{max} el valor del coeficiente es de 0.9582. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 93% las variaciones observadas.

3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN

Seleccionando los valores máximos de entre los obtenidos por los diferentes ajustes se llega a la precipitación máxima diaria previsible para cada período de retorno, siendo los valores obtenidos los recogidos en la tabla adjunta.

Tabla 9.-Valores de precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

T	Estación Calmito			Estación Chame		
	Gumbel	SQRT-ET _{max}	Valor máximo	Gumbel	SQRT-ET _{max}	Valor máximo
2	89.6	87.3	89.6	80.0	78.8	80.0
5	123.3	119.3	123.3	101.7	99.7	101.7
10	145.6	142.8	145.6	118.1	114.7	116.1
25	173.8	175.4	175.4	134.2	135.0	135.0
50	194.7	201.5	201.5	147.7	151.1	151.1
100	215.5	229.0	229.0	161.1	167.9	167.9
500	263.5	298.9	298.9	192.0	209.9	209.9
1000	284.1	331.5	331.5	205.2	229.2	229.2

3.3. ESTUDIO DE CUENCAS

En este apartado se definen las cuencas hidrográficas en la zona de la Variante Campana que vierten a los distintos cauces naturales interceptados por el trazado proyectado.

Para la delimitación de las cuencas vertientes se utilizó la Carta Nacional a escala 1:50.000 y la topografía de detalle a escala 1:1.000.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

En el cuadro que se presenta a continuación se muestran las principales características físicas de las cuencas identificadas.

Se presenta un plano con la delimitación de las cuencas.

Tabla 10.-Características físicas de las cuencas identificadas

Cuenca	Área (ha)	Longitud máx. (m)	Desnivel máx. (m)	Pendiente (m/m)	Uso del suelo (%)		
					Pavimentado	Urbano	Suburbano
C-50	1 956.83	8 648.08	865	0.0850	Método de Crecidas Máximas		
C-50A	2 184.03	8 821.08	865	0.0835	Método de Crecidas Máximas		
C-51	169.17	2 229.85	480	0.1561	2%	-	98%
C-51-A	71.93	1 925.82	450	0.1705	2%	-	98%
C-52	59.20	1 381.72	265	0.1107	4%	-	96%
C-53	11.38	691.58	151	0.0507	5%	-	95%
C-54	2.99	268.00	235	0.1979	8%	-	92%
C-54A	3.77	194.00	163	0.0773	8%	-	92%
C-55	16.92	205.00	160	0.1809	15%	-	85%
C-55A	1.26	111.00	218	0.2355	10%	-	90%
C-56	6.09	254.00	128	0.1063	7%	-	93%
C-57	563.91	4 513.34	850	0.1283	Método de Crecidas Máximas		
C-58	3.38	432.61	33	0.0254	4%	-	96%
C-59	36.05	767.19	60	0.0213	3%	-	97%

Estos porcentajes se refieren al porcentaje de área de cada cuenca que se ve afectada por los coeficientes de pavimento, urbano y suburbano. En estos casos el área de las cuencas es prácticamente toda suburbana, presentando pocas áreas pobladas y el porcentaje de área asfaltada es la correspondiente al área de la vía que se construirá.

Así, el valor del coeficiente de escorrentía de una cuenca se obtiene del siguiente modo:

$$C_{cuenca} = 1.0 \times \% \text{suelo pavimentado} + 0.9 \times \% \text{suelo urbano} + 0.75 \times \% \text{suelo suburbano}$$

El valor de las “%” del uso del suelo están presentadas en la tabla 10 y el valor del C de cada cuenca se presenta en la tabla 13.

3.4. CÁLCULO DE CAUDALES

3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS

De acuerdo con lo expuesto en el Pliego de Cargos, y siguiendo las especificaciones del Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá, el Método Racional se ha aplicado para cuencas con áreas inferiores a las 250 hectáreas.

3.4.1.1. MÉTODO RACIONAL

El Método Racional emplea la siguiente formulación:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{360}$$

Donde:

- Q = Caudal (m³/s).
- C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
- A = Área de drenaje (ha).
- I = Intensidad de la lluvia en (mm/h).

En función de la formulación expuesta, en los siguientes apartados se definen los parámetros empleados, a partir de los cuales se obtuvieron los resultados sobre la demanda hidráulica de las diferentes cuencas estudiadas mediante el Método Racional.

3.4.1.1.1. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Para la determinación del coeficiente de escorrentía se tuvo en cuenta lo establecido en el Pliego de Cargos, en el que se requiere que los valores a considerar son los que siguen:

- Áreas completamente pavimentadas = 1.00
- Áreas urbanas = 0.90
- Áreas suburbanas forestadas = 0.75

3.4.1.1.2. INTENSIDAD DE LA LLUVIA

El cálculo de la intensidad de lluvia se ha realizado de acuerdo con las formulaciones recogidas en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos.

Las intensidades de lluvia adoptadas para la ciudad de Panamá y que vienen siendo utilizadas por el MOP en sus diseños, se encuentran en las fórmulas contenidas en el Estudio de Drenaje de la Ciudad de Panamá, elaborado en el año de 1972. Estas fórmulas fueron obtenidas de datos estadísticos sobre precipitaciones pluviales en un periodo de 57 años; dichos datos fueron obtenidos en las Estaciones Meteorológicas de Balboa Heights y Balboa Docks, adyacentes a la Ciudad de Panamá y en la Estación Pluviométrica de la Universidad de Panamá.

La intensidad de precipitación considerada para aplicar en la formulación debería corresponder a una precipitación uniforme por toda la extensión de la cuenca durante el tiempo considerado. De acuerdo con la publicación anteriormente mencionada, las formulaciones consideradas para la vertiente del Pacífico, y para los diferentes periodos de retorno considerados son las siguientes:

Periodo de retorno = 1 cada 2 años

$$I = \frac{227}{29 + T_C}$$

Periodo de retorno = 1 cada 5 años

$$I = \frac{294}{36 + T_C}$$

Periodo de retorno = 1 cada 10 años

$$I = \frac{323}{36 + T_C}$$

Periodo de retorno = 1 cada 25 años

$$I = \frac{370}{37 + T_C}$$

Periodo de retorno = 1 cada 50 años

$$I = \frac{370}{33 + T_C}$$

Donde:

- i = intensidad de lluvia en pulg. / hr.
- TC = Tiempo de concentración en minutos.

Para el Periodo de retorno de 100 años no existe formulación, por lo que se aplicará directamente la curva IDF del Manual para la Revisión de Planos del MOP, para el DATUM BALBOA:

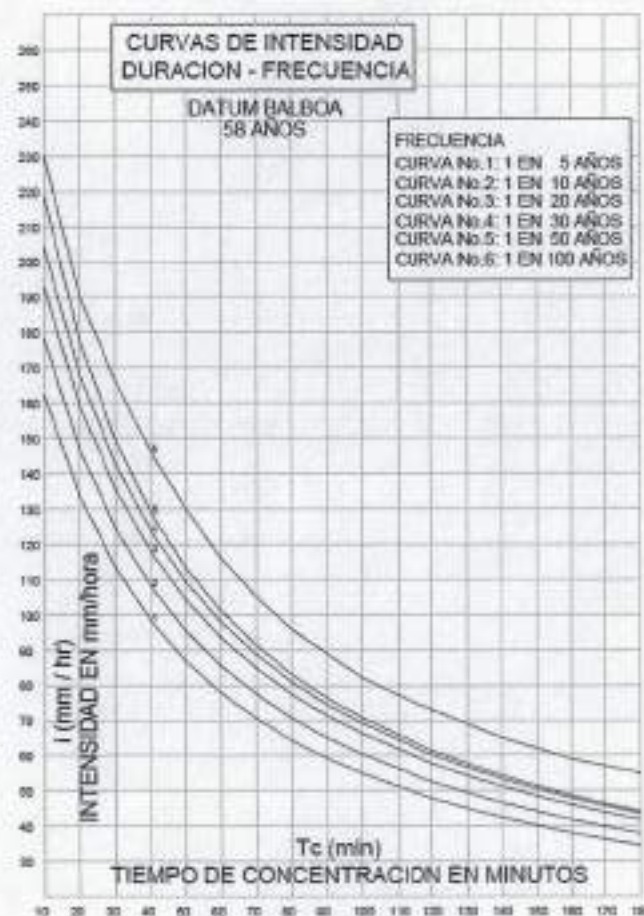


Figura 5.-Curvas IDF Datum Balboa

A la vista de las formulaciones anteriores y de la curva IDF para T=100 años de la figura anterior, para el cálculo de la intensidad de precipitación ha sido necesario determinar el tiempo de concentración de cada cuenca o área aportante, ya que en caso de emplear un tiempo menor de concentración no se logra que toda la cuenca contribuya al caudal, y si ocurre el caso opuesto (un tiempo mayor de concentración), la intensidad máxima sería menor.

Existen muchos métodos para estimar el tiempo de concentración, el cual depende de la longitud del cauce principal, así como de la diferencia de nivel entre dos puntos, el más bajo y el más elevado, donde éste último es el lugar donde la gota inicia su recorrido. En el análisis de caudales del presente estudio se ha empleado la formulación de Kirpich, al ser la de uso más común en proyectos de esta índole en el ámbito de estudio, siendo la expresión empleada la siguiente:

$$T_c = 3.9780 \cdot L^{0.37} \cdot S^{-0.385}$$

Donde:

- o T_c : tiempo de concentración de la hoya hidrográfica (min).
- o L : longitud del cauce principal (km).
- o S : pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce (m/m).

La estimación del tiempo de concentración se realizó tomando los valores obtenidos mediante la formulación anterior, definiéndose, no obstante, una duración mínima de 15 minutos, para tener en consideración el tiempo mínimo que tarda la lluvia en concentrarse inicialmente, el cual no tiene en cuenta las características físicas de la cuenca.

3.4.1.2. ANÁLISE REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS

Para el estudio de los caudales aportados por áreas de drenaje mayores a 250 ha se han utilizado los parámetros indicados en el folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, Período 1971-2006", elaborado por ETESA.

En dicho documento se proponen una serie de fórmulas para cada una de las regiones de Panamá, a partir de las cuales se obtiene el valor del caudal promedio máximo de una avenida teniendo en cuenta el área de la cuenca correspondiente.

Para definir las regiones de crecidas máximas, la publicación anteriormente mencionada divide el territorio de la República de Panamá en 9 zonas, cada una de ellas con idéntica ecuación y tabla de distribución de frecuencia.



Figura 6.-Regiones hidrológicamente homogéneas, República de Panamá

De acuerdo con la división del territorio mostrada en la imagen adjunta, el ámbito de estudio se encuadra dentro de la Zona 5. Así, el caudal promedio máximo se ha calculado a partir de las formulaciones recogidas en la Enfoque A origen da referência não foi encontrada.

Tabla 11.- Ecuaciones y distribuciones de frecuencia según la zona considerada

Zona	Número de ecuación	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{max} = 30A^{0.75}$	Tabla # 1
2	1	$Q_{max} = 30A^{0.75}$	Tabla # 3
3	2	$Q_{max} = 25A^{0.75}$	Tabla # 1
4	2	$Q_{max} = 25A^{0.75}$	Tabla # 4
5	3	$Q_{max} = 14A^{0.75}$	Tabla # 2
6	3	$Q_{max} = 14A^{0.75}$	Tabla # 2
7	4	$Q_{max} = 8A^{0.75}$	Tabla # 1
8	5	$Q_{max} = 4.5A^{0.75}$	Tabla # 1
9	2	$Q_{max} = 25A^{0.75}$	Tabla # 1

$$Q_{prom} = 14 \cdot A^{0.75}$$

Donde:

Q_{prom} : caudal promedio máximo (m^3/s).

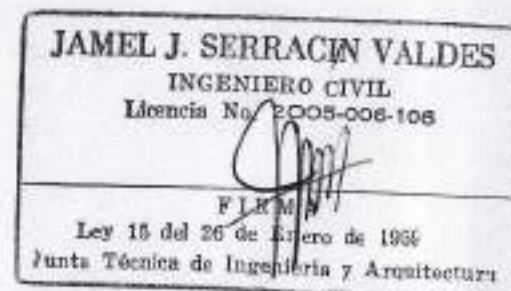
A: área de la cuenca (km^2).

El caudal máximo instantáneo para los distintos periodos de recurrencia se ha obtenido multiplicando el caudal promedio máximo, calculado conforme a la expresión anterior, por los factores que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 12.- Factores para diferentes periodos de retorno en años

Factores Q_{max}/Q_{prom} para distintos T_r				
T_r , años	Tabla # 1	Tabla # 2	Tabla # 3	Tabla # 4
1.00	0.28	0.28	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.48
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.97
5	1.36	1.35	1.32	1.39
10	1.64	1.64	1.6	1.55
50	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.31	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.55	2.35
1.000	3.81	3.71	3.55	3.14
10.000	5.03	5.48	6.6	4.98

Los factores para los diferentes periodos de retorno se han obtenido del Cuadro 6 del folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Periodo 1971-2006", elaborado por ETESA. El factor para el periodo de retorno de 500 años (probabilidad 0.2%), no incluido en la tabla anterior, se ha obtenido a partir de la tabla de distribución de frecuencia correspondiente (en este caso la número 1), incluida en la mencionada publicación, siendo el valor considerado igual a 3.45.



**DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA
DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL**

DOCUMENTO FASE 4 – VARIANTE CAMPANA

DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CUMPLIMIENTO DEL PUEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES	1
3. CONDICIONANTES DEL DRENAJE EXISTENTE	1
4. DRENAJE TRANSVERSAL	1
4.1. INTRODUCCIÓN	1
4.2. CAUDALES DE DISEÑO	2
4.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO	2
4.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS, A REEMPLAZAR O A PROLONGAR Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ	3
4.4.1. INTRODUCCIÓN	3
4.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	3
4.5. ENCAUZAMIENTOS	6
4.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS	6
5. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES	6
6. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA	9
6.1. INTRODUCCIÓN	9
6.2. OBJETIVO	9
6.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO	9
6.4. ESCENARIOS SIMULADOS	10
6.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS	10
6.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA	10

6.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO	11
6.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS	12
6.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO	13
6.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100	13
6.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	16
6.8. CONCLUSIONES	17
APÉNDICE N°1. – INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTES	1
APÉNDICE N°2. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTE (SALIDAS DEL PROGRAMA HYS)	1
APÉNDICE N°3. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE TRANSVERSAL NUEVA Y A SUSTITUIR (SALIDAS DEL PROGRAMA HYS)	1
APÉNDICE N°4. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS ENCAUZAMIENTOS Y CLASE RESISTENTE DE LAS TUBERÍAS	1
APÉNDICE N°5. – COMPARATIVA SITUACIÓN ACTUAL – PROYECTO EN PUENTES	1
APÉNDICE N°6. – RESULTADOS HIDRÁULICOS	1
APÉNDICE N°7. – LÁMINA DE INUNDACIÓN	1
APÉNDICE N°8. – COMPARATIVA DE LÁMINAS DE INUNDACIÓN	1
APÉNDICE N°9. – ALTURA DE LÁMINA DE AGUA EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES	1

1. INTRODUCCIÓN

Este documento, responde al apartado 6.8 del Anexo 3; y a los apartados 18 y 32 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente al drenaje transversal de la Variante de Campana.

El presente estudio tiene por finalidad presentar el dimensionamiento y justificación de los elementos de drenaje transversal a proyectar, así como la identificación y comprobación de funcionamiento de las estructuras de drenaje transversal existente. La red de drenaje aquí definida tiene como objetivo garantizar la permeabilidad de la infraestructura dando continuidad a los cursos del agua existentes, y asegurar el tránsito vial durante los eventos hidrológicos de máxima intensidad.

En el diseño y dimensionamiento de los distintos elementos de drenaje se han seguido los criterios expuestos tanto en el Pliego de Cargos, como en las especificaciones del "Manual de Requisitos y Normas Generales Actualizadas para la Revisión de Planos" elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá.

En complemento a este informe se debe consultar la respectiva memoria de Hidrología.

2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES

Se ha dado cumplimiento a cada requerimiento especificado en el Pliego de Cargos por el MOP y en el "Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos" del MOP, de acuerdo con el siguiente:

- o Las obras de drenaje transversal fueron proyectadas para periodos de retorno de 50 años para el tramo variante y 20 años para la obra de drenaje a proyectar en el tramo de ampliación;
- o Se ha hecho el análisis de las obras de drenaje transversal existentes que sean susceptibles de ser aprovechadas y/o ampliadas;
- o Se garantizará que la sección de control de flujo sea a la entrada, en todas las obras de drenaje transversal ($H_w < 1.2D$). En los casos en que no sea posible que $H_w < 1.2D$, se garantizará que la altura del agua no alcanzará la plataforma de la vía.
- o Se garantizará siempre el cumplimiento de la relación $d/D < 0.80$;

- o El recubrimiento mínimo de las tuberías sobre la corona será de 0.45 m hasta la parte inferior de la estructura de pavimento;
- o A la salida de todas las obras de drenaje transversal serán proyectados elementos disipadores para control de velocidad;
- o Todas las obras de drenaje transversal se proyectarán con cabezal con aletas, siempre que sea posible;
- o De acuerdo con las especificaciones del Pliego de Cargos, el diámetro mínimo para los tubos de drenaje enterrados es de 0.61m para obras de drenaje transversal, exceptuando todas aquellas obras con longitud superior a 15m en las que se fija, como mínimo, un diámetro de 0.91m;
- o Todos los sistemas de drenaje serán proyectados (siempre que sea posible) de acuerdo con los límites de velocidad a la salida entre los valores $1\text{ m/s} < v < 5\text{ m/s}$;

3. CONDICIONANTES DEL DRENAJE EXISTENTE

Para el cálculo y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal se ha considerado la posibilidad de prolongar las obras existentes.

Partiendo de las cuencas y caudales definidos y del inventario de las obras de drenaje existentes en la variante, se ha comprobado su capacidad y condiciones de descarga para verificar su aprovechamiento.

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca o alcantarilla se presenta en la memoria de Hidrología.

4. DRENAJE TRANSVERSAL

4.1. INTRODUCCIÓN

Para el cálculo y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal se han seguido los criterios establecidos en el Pliego de Cargos y en la Normativa de Aplicación para el cálculo de los caudales de diseño, dimensiones mínimas de las obras y condiciones de desagüe.

Las dimensiones mínimas de estas obras, de acuerdo con el Pliego de Cargos, no deberán ser inferiores a 910mm, correspondiente a un ancho de plataforma superior a 15m.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

4.2. CAUDALES DE DISEÑO

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca se presenta en la memoria de Hidrología.

Se han considerado los siguientes periodos de retorno para las obras de drenaje transversal:

- Tramo variante 50 años y obra de drenaje en el tramo existente 20 años (ampliación).

Tabla 4.1 – Inventario de las obras existentes

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	ALC Existente (*) (Ancho x Alto / ø)	Longitud (m)	Cota de entrada (m)	Cota de salida (m)	Pendiente (%)	Pendiente (m/m)
-	ALC 24+635	-	-	Alcantarilla ø 0.60	33.54	177.816	176.245	4.68	0.468 (**)
-	ALC 24+700	-	-	Alcantarilla ø 0.60	35.46	-	174.052	-	- (**)
-	ALC 24+760	-	-	Alcantarilla ø 0.60	33.63	169.408	167.610	5.35	0.535 (**)
-	ALC – 26+945	-	-	Alcantarilla ø 0.90	36.36	104.989	103.776	3.19	0.319 (***)
C-59	ALC – 28+260 / ALC – 4+215	13.23	-	Cajón 1.95 x 1.10	27.94	31.29	30.67	2.22	0.222 (***)

(*) – En las presentes alcantarillas, las dimensiones indicadas de la obra de drenaje existente son las de la entrada y salida, que pueden ser distintas.

(**) – Obras de drenaje transversal existentes en el tramo variante no rectificado. Se realizará un mantenimiento de acuerdo con lo indicado en las "Normas de ejecución. Mantenimiento rutinario y periódico por estándar" de la Dirección Nacional de Mantenimiento del Ministerio de Obras Públicas.

(***) – Alcantarilla a rellenar o a demoler

Nota: ALC = Alcantarilla.

En el Apéndice n.º1, se presenta el inventario realizado, con fotos ilustrativas de cada obra de drenaje transversal.

El cálculo de las alcantarillas existentes ha sido hecho con el programa HY-8 y se presentan los estados de resultados y salidas graficas / esquemas en el Apéndice n.º2.

A continuación, se ha realizado el análisis de aprovechamiento de las obras de drenaje existente, como se muestra seguidamente, en una tabla resumen.

Tabla 4.2 – Análisis de aprovechamiento de las obras transversales existentes (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ø	Cumple	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Solución Adoptada
-	ALC – 24+635	Alcantarilla d= 0.60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+700	Alcantarilla d= 0.60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+760	Alcantarilla d= 0.60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 25+945	Alcantarilla d= 0.80m	-	-	Alcantarilla para rellenar o demoler
C-59	ALC – 28+250 / ALC – 4+215	Cajón 1.95 x 1.10	NO	13.23	Alcantarilla para rellenar o demoler; se sustituye por una otra alcantarilla cajón

4.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS, A REEMPLAZAR O A PROLONGAR Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ

4.4.1. INTRODUCCIÓN

Partiendo de las cuencas y caudales definidos en apartados anteriores y del inventario de las obras de drenaje existentes en el tramo de la variante y siguiendo los criterios indicados en el Pliego de Cargos, se han calculado las dimensiones de las obras transversales y encauzamientos a implantar para dar continuidad a los actuales cauces.

Las obras tendrán control de entrada con relación $H_w < 1.2D$ (siempre que ha sido posible) y una relación de $d/D < 0.80$.

En lo que respecta a las pendientes, estas cumplirán la velocidad de flujo de salida mínima de 1m/s y media de 5 m/s.

El recubrimiento mínimo de la corona de la tubería será de 0.45m hasta la parte inferior de la estructura del pavimento. Cuando el recubrimiento sea inferior a 0.45m será necesario el diseño de una losa tipo puente sobre las tuberías.

Los diámetros de las tuberías circulares contempladas son de ø0.91m, ø1.22m, ø1.52m y ø1.83m, de los cajones son de 1.83mx1.83m, 2.44mx2.13m y doble de 3.05mx3.05m.

El cálculo de las pequeñas obras de drenaje transversal (tuberías y cajones) se ha realizado a través del HY-8 de La Federal Highway Administration (FHWA), que, partiendo de los datos iniciales como el caudal de diseño, la geometría de la obra propuesta, la longitud, la pendiente, etc., determina entre otros, el tipo de régimen, el calado, la velocidad, la altura del agua a la entrada y el tipo de control dominante, que deberá ser el de entrada.

Para el dimensionamiento se ha empleado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.013 tanto para los tubos, como para los cajones de concreto.

4.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

o CAMP ESTE – RAMAL C – ALC 0+118

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.52m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta el Río Capira.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1.2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 2.72m/s.

○ CAMP ESTE – RAMAL E – ALC 0+019

En la estación 0+019, se proyecta una alcantarilla de 1.52m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta la alcantarilla del Ramal C.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 2.61m/s.

○ CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 0+150

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta la alcantarilla del Ramal E.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.37m/s.

○ CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 0+270

En la Variante, estación 0+270, asociada a la cuenca C-51, se proyecta una alcantarilla cajón doble de 3.05m de ancho por 3.05m de alto.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.76m/s y el caudal de diseño se conduce hasta el Río Capira a través del encauzamiento 7.

En esta alcantarilla se proyecta una protección del talud hasta la cota 133.50m, de modo que el talud de la vía no sea afectado para el caudal de diseño de 50 años.

○ CAMP ESTE – RAMAL F – ALC 0+239

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 0.91m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta el encauzamiento 5 y seguirán por la alcantarilla en la estación 0+270 del vial principal.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 2.01m/s.

○ Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 1

El canal trapezoidal 1 en concreto, conduce el caudal de la pequeña cuenca que se forma entre el vial principal y los puntos altos del terreno. Conduce un caudal de 1.26m³/s para 50 años. Aguas abajo se conecta con el encauzamiento 4.

○ Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 4

El canal trapezoidal en concreto asociado a la cuenca C-51A conduce el caudal de 50 años producido por las cuencas C-51A y C-53, o sea un caudal de 34.25m³/s. El cauce natural que cruza el retorno se desvía por el canal trapezoidal bordeando el Ramal B2 del retorno de Campana Este, conectando con el encauzamiento 5, aguas abajo. La velocidad en el canal es de 4.72m/s.

○ Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 6

El canal trapezoidal 6 en concreto asociado a la cuenca C-51 conduce un caudal para 50 años de 66.89m³/s. Aguas arriba se conecta con el encauzamiento 4 y aguas abajo se conecta con la alcantarilla del Vial principal – ALC – 0+270 que es una alcantarilla cajón doble de 3.05m de ancho por 3.05m de alto.

○ Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 7

El canal trapezoidal en concreto asociado a la cuenca C-52 conduce el caudal de 50 años producido por las cuencas C-51 y C-52, o sea un caudal de 90.97m³/s. El cauce natural que cruza el retorno se desvía por el canal trapezoidal bordeando la Glorieta 1 del retorno de Campana Este, conectando con el cauce natural (Río Capira) aguas abajo. La velocidad en el canal es de 4.87m/s.

○ CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 0+615

En la Variante, estación 0+615, asociada a la cuenca C-53, se proyecta una tubería de 1.83m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 3.26m/s.

o **CAMP ESTE – RAMAL B2 – ALC 0+227**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.83m, asociada a la cuenca C-53. Esta tubería se encuentra aguas abajo de la tubería Camp – Vial principal – ALC 0+615.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 3.21m/s.

o **Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 11**

El canal trapezoidal en concreto conduce el caudal de 50 años producido por la cuenca C-54 que es de 1.25m³/s. El cauce natural que cruza el Restablecimiento Panamericana es conducido por este canal hasta el cauce natural aguas abajo, eliminando así una tubería.

El canal trapezoidal bordea el Restablecimiento Panamericana, con una velocidad en el canal de 1.84m/s.

o **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+279**

En la Variante, estación 1+279, asociada a la cuenca C-54A, se proyecta una tubería de 1.22m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 3.11m/s.

o **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 2+089**

En la Variante, estación 2+089, asociada a la cuenca C-55, se proyecta una alcantarilla cajón de 1.83mx1.83m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.06m/s.

La altura del relleno sobre el dintel de la alcantarilla es superior a nueve metros. Por este motivo se ha proyectado una losa complementaria para el cajón, de acuerdo con lo indicado en el plano de detalle de la alcantarilla.

o **CAMP REST PANAMERICANA – ALC 0+490**

En el Restablecimiento Panamericana, estación 0+490, asociada a la cuenca C-55A, se proyecta una tubería de 0.91m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 1.88m/s.

o **CAMP RECT PANAMERICANA – ALC 0+209**

En la Rectificación Panamericana, estación 0+209, asociada a la cuenca C-56, se proyecta una tubería de 1.52m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.83m/s.

o **CAMP OESTE – RAMAL D – ALC 0+069**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales se conducen a través de esta nueva tubería, que conecta con la tubería de cruce del Ramal B en la estación 0+541.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.79m/s.

o **CAMP OESTE – RAMAL B – ALC 0+541**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales se conducen a través de esta tubería, que conecta con la tubería de cruce del camino 2 en la estación 0+699.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.86m/s.

o **CAMP OESTE – CAMINO 2 – ALC 0+699**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas pelos ramales serán conducidos a través de esta tubería hasta el cauce natural.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.74m/s.

o **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 4+215**

En el vial principal, estación 4+215, asociada a la cuenca C-59, se proyecta una alcantarilla cajón de 2.44mx2.13m que sustituirá a la alcantarilla cajón existente de 1.95mx1.10m. En el cálculo del caudal de diseño se consideró 20 años de período de retorno, por situarse en el tramo de ampliación de la actual carretera.

Para el caudal de diseño se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 3.91m/s.

Seguidamente se muestra una tabla resumen de las obras.

El cálculo de las alcantarillas nuevas se ha realizado con el programa HY-8 y se presentan los listados de resultados y las salidas graficas / esquemas en el Apéndice n.º3.

Tabla 4.3 – Análisis de las obras transversales existentes y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / o	Cumple	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Hw	1,2 D 1,2 H	Hw < 1,2 D	d (hu)	hw/D	hw/D < 0,8	Solución Adoptada
-	ALC – 24+635	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+700	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+760	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 25+945	Alcantarilla d= 0,90m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
C-59	ALC – 28+250 / ALC - 4+215	Cajón 1.95 x 1.10	NO	13.23	-	2.21	1.32	falso	0.61	0.55	ok	Sustitución del cajón existente por un cajón de 2.44m x 2.13m

Tabla 4.4 – Análisis de las obras transversales nuevas / intervenciones y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m ³ /s)	Caudal (T=50 años) (m ³ /s)	Solución Adoptada	ALC Proyectada Ancho x Alto / ø	Pendiente (%)	Hw	1.2xD o 1.2xH	Hw < 1.2xD	d (hu)	hw/D	hw/D < 0.8	Sección de control del flujo	Velocidad (m/s)	Zanpeado	Flow Type	Canales	Obsv.
-	CAMP ESTE - RAMAL C - ALC 0+118	-	1.54	Nueva alcantarilla de 1.52m	Alcantarilla d=1.52m	0.80	0.90	1.82	ok	0.49	0.32	ok	Entrada	2.72	-	1 - S2n	Si	-
-	CAMP ESTE - RAMAL E - ALC 0+019	-	1.15	Nueva alcantarilla de 1.52m	Alcantarilla d=1.52m	0.80	0.75	1.82	ok	0.42	0.28	ok	Entrada	2.81	-	1 - S2n	Si	-
-	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 0+150	-	0.87	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	0.80	0.60	1.46	ok	0.35	0.29	ok	Entrada	2.37	-	1 - S2n	Si	-
C-51	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 0+270	-	66.89	Nueva alcantarilla doble cajón de 3.05mx3.05m	Cajón doble 3.05mx3.05m	0.40	3.71	3.55	ok	2.30	0.75	ok	Entrada	4.76	-	5 - S2n	Si	-
-	CAMP ESTE - RAMAL F - ALC 0+236	-	0.75	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	0.50	0.76	1.09	ok	0.48	0.53	ok	Entrada	2.01	-	1 - S2n	Si	-
C-51A	-	-	34.26	Encauzamiento 4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Conduce el caudal producido por las cuencas C- 51A y C-53
C-52	-	-	90.97	Encauzamiento 7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Conduce el caudal producido por las cuencas C- 51 y C-52
C-53	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 0+615	-	4.72	Nueva alcantarilla de 1.83m	Alcantarilla d=1.83m	0.54	1.82	2.20	ok	0.93	0.51	ok	Entrada	3.26	-	1 - S2n	Si	-
	CAMP ESTE - RAMAL B2 - ALC 0+227	-	4.72	Nueva alcantarilla de 1.83m	Alcantarilla d=1.83m	0.52	1.62	2.20	ok	0.94	0.51	ok	Entrada	3.21	-	1 - S2n	Si	-
C-54	-	-	1.25	Encauzamiento 11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C-54A	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+279	-	1.58	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	1.02	1.46	ok	0.51	0.42	ok	Entrada	3.11	Si	1 - S2n	-	-

Cuenca	ALC (Eslación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Solución Adoptada	ALC Propuesta Ancho x Alto / ø	Pendiente (%)	Hw	1.2xØ o 1.2xH	Hw < 1.2xØ	d (hu)	hu/D	hu/D < 0.8	Sección de control del flujo	Velocidad (m/s)	Zanqueado	Flow Type	Canales	Obsv.
C-55	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 2+089	-	7.25	Nueva alcantarilla cajón de 1.83mx1.83m	Cajón 1.83mx1.83m	1.20	1.82	2.20	ok	0.79	0.43	ok	Entrada	4.06	SI	1 - S2n	SI	-
C-55A	CAMP REST PANAMERICANA - ALC 0+490	-	0.54	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	0.50	0.62	1.09	ok	0.40	0.44	ok	Entrada	1.86	SI	1 - S2n	-	-
C-56	CAMP RECT. PANAMERICANA - ALC 0+209	-	3.38	Nueva alcantarilla de 1.52m	Alcantarilla d=1.52m	2.50	1.45	1.82	ok	0.55	0.36	ok	Entrada	4.83	SI	1 - S2n	-	-
C-58	CAMP OESTE - RAMAL D - ALC 0+089	-	1.40	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	0.95	1.46	ok	0.48	0.39	ok	Entrada	2.79	-	1 - S2n	-	-
	CAMP OESTE - RAMAL B - ALC 0+541	-	1.40	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	0.95	1.46	ok	0.48	0.39	ok	Entrada	2.86	-	1 - S2n	SI	-
	CAMP OESTE - CAMINO 2 - ALC 0+699	-	1.40	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	0.95	1.46	ok	0.48	0.39	ok	Entrada	2.74	SI	1 - S2n	-	-
C-59	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 4+215	13.23	-	Sustitución del cajón existente por un cajón de 2.44mx2.13m	Cajón 2.44mx2.13m	0.50	2.26	2.56	ok	1.32	0.62	ok	Entrada	3.91	-	5 - S2n	-	Alcantarilla en fin del val principal en lo tramo de ampliación del trazo

4.5. ENCAUZAMIENTOS

Los encauzamientos necesarios tienen revestimiento en hormigón y sección trapezoidal adecuada a cada situación. En los taludes en terreno de relleno y de corte se debe hacer la aplicación de hidrosiembrado.

Los cálculos de los encauzamientos se presentan en el Apéndice N°4.

4.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS

La clase de las alcantarillas se calculó a través del programa de la "Asociación de Fabricantes de Tubos de Hormigón Armado – ATHA", teniendo en cuenta el tipo de apoyo, terreno y las cargas actuantes.

Los cálculos de la clase resistente de las tuberías se presentan en el Apéndice N°4.

5. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES

Las secciones tipo, así como los detalles esenciales de los elementos que se incluyen en este proyecto, se definen en los planos de detalle.

6. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA

6.1. INTRODUCCIÓN

Una de las actuaciones en el Corredor Las Playas, Panamericana - Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) es la variante de Campana que implica la construcción de 2 puentes nuevos, situados aguas arriba y aguas abajo del puente existente sobre el Río Capira. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico que permitirá definir la ubicación de los estribos y la altura del tablero de cada uno de estos 2 puentes a construir.



Figura 1.- Corredor Las Playas, Tramo 1. Variante de Campana

6.2. OBJETIVO

El objetivo del presente apartado es describir el estudio hidráulico realizado del tramo del río Capira situado en el entorno de la actuación de la Variante Campana correspondiente con la ampliación del Corredor Las Playas. Como se ha comentado, sobre este río Capira se construirán 2 puentes para la ampliación del Corredor. Para ello se ha empleado el software de modelización hidráulica HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System) desarrollado por el US Army Corps of Engineers y referencia dentro de su campo.

En este estudio se ha simulado el siguiente escenario:

Se han definido en el modelo hidráulico cada uno de los puentes nuevos a construir y mediante la simulación del caudal de avenida correspondiente a los 100 años de período de retorno se ha comprobado que la cota inferior del tablero de cada uno de los puentes está situada a una altura superior a 1,80 m sobre la lámina de agua resultante.

Además, se han estudiado los caudales para 10, 20, 50 y 100 años de período de retorno para la definición de las correspondientes llanuras de inundación.

6.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO

La modelización hidráulica realizada en el río Capira para la Variante de Campana consta de 1 tramo con las siguientes características:

- Tramo del río Capira con unos 1.752 metros de longitud, que se puede dividir tomando de referencia el puente existente. El tramo aguas arriba de este puente es de unos 710 metros, mientras que el tramo aguas abajo es de unos 1.042 metros. Como se ha comentado, los nuevos puentes a construir están ubicados muy próximos al puente existente, situándose uno de ellos unos metros aguas arriba y el otro unos metros aguas abajo de esta infraestructura existente.

El tramo en estudio es el siguiente:



Figura 2.- Tramo del río Capira modelizado

6.4. ESCENARIOS SIMULADOS

Se ha realizado la simulación de los caudales de avenida para 10, 20, 50 y 100 años de período de retorno.

6.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS

Los caudales de avenida para los diferentes períodos de retorno considerados se han calculado en cada uno de los puentes nuevos (aguas arriba y aguas abajo). Los valores asignados en cada punto se presentan en la siguiente tabla y su ubicación en la siguiente figura:

Tabla 6.1 – Caudales asignados al modelo hidráulico

DESCRIPCIÓN DEL PUNTO	QMAX (m ³ /s) T=10 AÑOS	QMAX (m ³ /s) T=20 AÑOS	QMAX (m ³ /s) T=50 AÑOS	QMAX (m ³ /s) T=100 AÑOS
Puente aguas arriba	134.35	156.64	191.82	216.91
Puente aguas abajo	143.35	169.26	204.66	231.43



Figura 3.- Ubicación de caudales asignados al modelo hidráulico

6.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA

El modelo elaborado en HEC-RAS se presenta en la siguiente figura:



Figura 4.- Modelo hidráulico en HEC-RAS

6.4.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO

En este apartado se presenta la definición de los puentes introducidos en el modelo hidráulico.

Los puentes en el modelo están situados en las siguientes secciones transversales:

TRAMO	SECCIÓN	PUENTE
Rio Capra	1105	PUENTE AGUAS ARRIBA
Rio Capra	1060	PUENTE EXISTENTE
Rio Capra	964	PUENTE AGUAS ABAJO

o PUENTE EXISTENTE

A continuación, se presenta la definición geométrica del puente existente. Se presenta un croquis con acotaciones del puente existente.

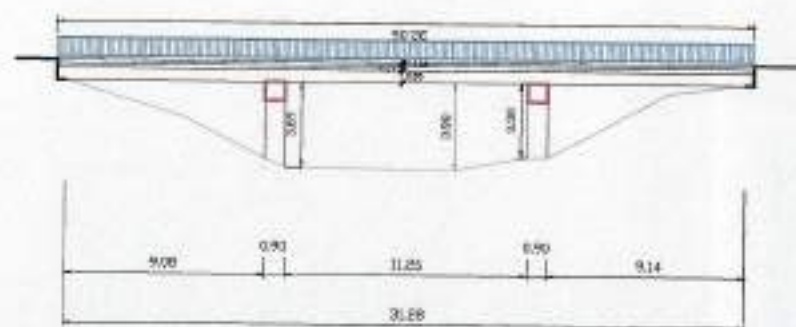


Figura 5.- Croquis desde aguas arriba del puente existente

Partiendo del croquis anterior se ha definido el puente existente en el modelo hidráulico.

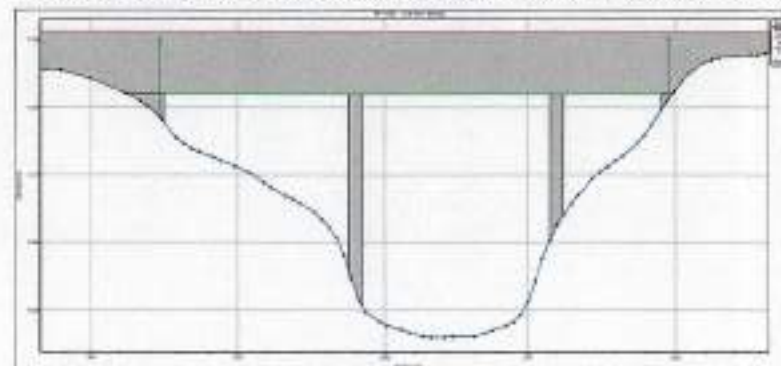


Figura 6.- Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 1060 del modelo

○ PUENTE AGUAS ARRIBA

El puente situado aguas arriba del existente se ha definido en el modelo en base al siguiente esquema.



Figura 7.- Esquema del alzado oeste del puente aguas arriba

- Cota inferior del tablero = +135.39 m.
- Puente con 2 pilas, se indica la luz libre de cada uno de los 3 vanos:
 - Vano 1 = 19.5 m
 - Vano 2 = 30 m
 - Vano 3 = 19.5 m



Figura 8.- Vista desde aguas arriba del puente Aguas arriba en la sección 1105 del modelo

○ PUENTE AGUAS ABAJO

El puente situado aguas abajo del existente se ha definido en el modelo en base al siguiente esquema.



Figura 9.- Esquema de la sección del puente aguas abajo

- Cota inferior del tablero = + 133.54 m
- Puente con 2 pilas, se indica la luz libre de cada uno de los 3 vanos:
 - Vano 1 = 13 m
 - Vano 2 = 25.5 m
 - Vano 3 = 19.9m



Figura 10.- Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 964 del modelo

6.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS

Los coeficientes de n Manning habitualmente utilizados en los estudios hidráulicos pueden consultarse en la siguiente tabla:

Tabla 6.2 – Coeficientes de Manning

Canales de matalacén repelido	0.012
Canales de matalacén liso y fondo de tierra	0.020
Cauce de tierra lisa con vegetación rasante	0.025
Pradera o arbustos	0.05
Vegetación dispersa	0.08
Bosque	0.13
Árboles	0.12

En este estudio se han considerado coeficientes de Manning muy conservadores tanto para el cauce como para las llanuras de inundación. Son los siguientes:

- Cauce del río: 0.04
- Llanuras de inundación: 0.10

6.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO

El modelo digital del terreno (MDT) en coordenadas UTM empleado en la zona de estudio se presenta la siguiente figura.



Figura 11.- Modelo digital del terreno

6.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100

Los resultados obtenidos para la simulación de los caudales de avenida de 100 años de período de retorno en las secciones donde se han definido los puentes nuevos contemplados en la actuación proyectada en la zona de estudio son los siguientes.

o PUENTE AGUAS ARRIBA

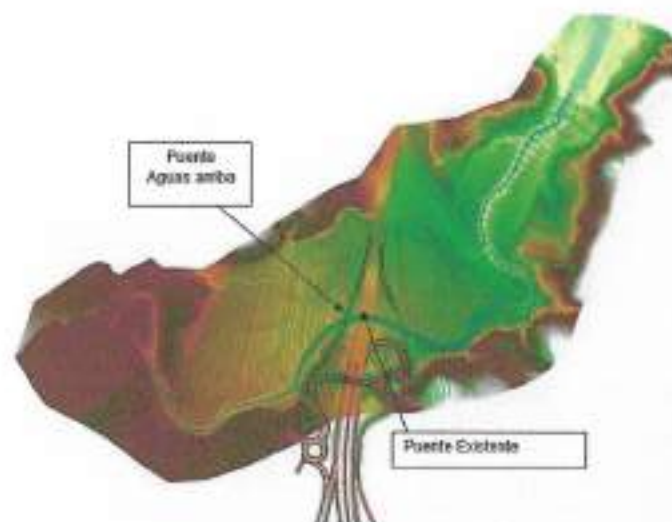


Figura 12.- Ubicación del puente Aguas arriba en el modelo hidráulico

En el puente Aguas arriba, ubicado en la sección 1105 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua bajo el puente (T=100 años) = +133.51 m
- Cota inferior del tablero del puente = +135.39 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es de +1.88 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente aguas arriba se presenta a continuación.

Tabla 6.3 – Resultados hidráulicos T100 para el Puente Aguas arriba

River:	Capira	Profile:	1105	
Reach:	Capira	Id:	1105	Plan: July_18
Reach ID: Capira - Capira BR 1105 Profile: T100				
E.G. US. (m)	133.63	Elevat	Inside BR US	Inside BR OS
W.S. US. (m)	133.53	E.G. Elev (m)	133.62	133.61
Q Total (m³/s)	216.91	W.S. Elev (m)	133.51	133.48
Q Bridge (m³/s)	216.91	Grd W.S. (m)	131.50	131.55
Q Weir (m³/s)		Max Ch Depth (m)	4.59	4.63
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.21	1.22
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m²)	178.60	177.77
Weir Submerg		Flowd = CH	6.26	6.28
Weir Max Depth (m)		Specd Flowd (m/s)	304.97	329.47
Min B River Flow (m)	137.16	Hysh Depth (m)	3.02	2.95
Min B Pcs (m)	137.66	W.P. Total (m)	24.49	24.47
Delta Hg (m)	0.02	Conv. Total (m³/s)	7644.5	6678.2
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	58.09	60.36
BR Open Area (m²)	360.29	Frch Loss (m)	6.01	6.00
BR Open Vel (m/s)	1.22	C & E Loss (m)	6.00	6.01
BR Skize Coef		Shear Total (N/m²)	22.29	24.70
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	27.07	30.13

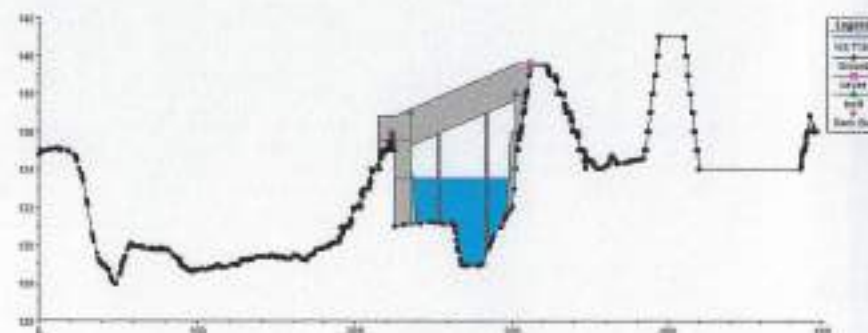


Figura 13.- Sección aguas arriba del Puente Aguas arriba: T100

En el anexo correspondiente se incluyen los datos para los demás periodos de retorno estudiados.



Figura 14.- Sección del puente con alturas de lámina de agua

Tabla 6.4 – Altura de lámina de agua para cada periodo de retorno

Puente Sección 1105	Cotas Sección aguas arriba del puente (m)
T100	133.61
T50	133.20
T20	132.72
T10	132.33

○ PUENTE AGUAS ABAJO

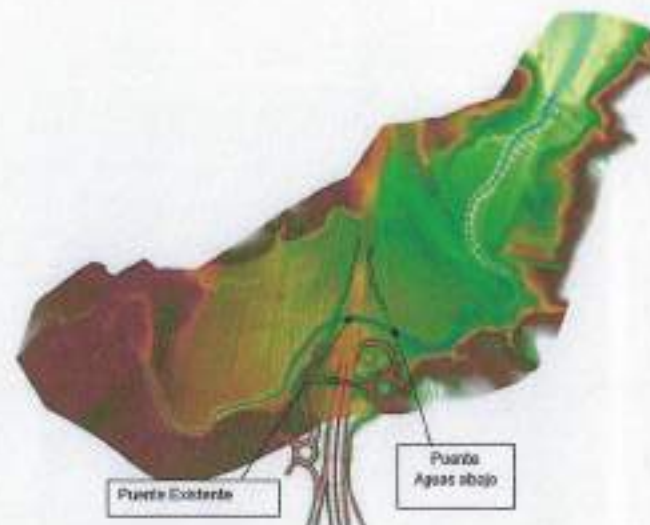


Figura 15.- Ubicación del puente Aguas abajo en el modelo hidráulico

En el puente Aguas abajo, ubicado en la sección 954 del tramo Alto del río Casira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba (T=100 años) = +131.24 m
- Cota inferior del tablero del puente = +133.54 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es de +2.3 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente Aguas abajo se presenta a continuación.

Tabla 6.5 – Resultados hidráulicos T100 para el Puente Aguas abajo

River:	Capira	Profile:	T100
Reach:	Capira	RS:	104
Plan July 10 Capira Capira RS 964 Profile T100			
E.G. US. (m)	131.78	Element	Inside BR US
W.S. US. (m)	131.33	E.G. Elev (m)	131.69
Q Total (m ³ /s)	236.91	W.S. Elev (m)	131.22
Q Bridge (m ³ /s)	236.91	Ort. W.S. (m)	130.46
Q Weir (m ³ /s)		Max Ch Depth (m)	3.22
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.78
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m ²)	78.02
Weir Submerg		Froude # Ch	0.59
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m)	366.57
Min El Weir Flow (m)	135.06	Hydr Depth (m)	2.11
Min El Pnt (m)	135.73	W.P. Total (m)	45.60
Delta EG (m)	0.18	Conv. Total (m ³ /s)	3004.6
Delta HFS (m)	0.04	Top Width (m)	36.97
BR Open Area (m ²)	214.18	Frict Loss (m)	0.04
BR Open Vel (m/s)	2.78	C & E Loss (m)	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m ²)	87.46
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m ²)	213.24



Figura 17.- Sección del puente con alturas de lámina de agua

Tabla 6.6 – Altura de lámina de agua para cada periodo de retorno

Puente Sección 964	Calados Sección aguas arriba del puente
T100	131.24
T50	131.08
T20	130.82
T10	130.59

6.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el Apéndice N°5 podemos observar que la variación del perfil hidráulico es prácticamente el mismo en todo el tramo de estudio para la situación actual y la de proyecto, variando únicamente entre las secciones 880 y 1600, es decir, en el tramo que va desde el puente existente hasta unos 60 m aguas abajo del puente del Ramal D.

Para la avenida de 10 años de periodo de retorno en el Ramal A se alcanza 1.2 m de altura de agua en el talud izquierdo, mientras que en la parte derecha el agua no llega a tocar el talud. En el Ramal D, el agua alcanza 0.6 m en el talud izquierdo y 0.4 m en el derecho.

En ningún caso se alcanza a mojar los estribos, ni para T=10 años ni para T=100 años.

En el Apéndice N°8 se analiza la afectación de los episodios de inundación a los terrenos colindantes comparando la situación actual (rojo) con la de proyecto (azul). Como puede observarse en los planos la superficie de inundación es prácticamente idéntica, observándose variaciones en la zona de actuación y un pequeño incremento de la superficie inundada.

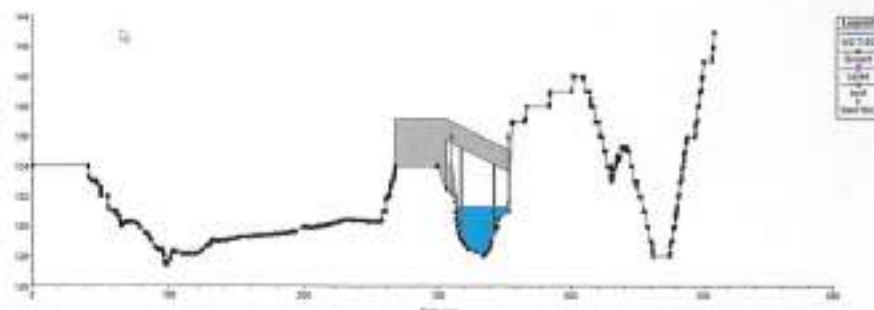


Figura 16.- Sección aguas arriba del Puente Aguas abajo: T100

inmediatamente aguas abajo del Ramal D lo que se justifica por el desplazamiento de las zonas de inundables actuales que ocupa la actuación propuesta y porque, en la situación actual el tronco del vial es rebasado por las avenidas superiores a T=10 años y en la situación de proyecto no ocurre esto ya que se sube la rasante de esta vía, por ello toda el agua que cruzaba por encima de la carretera en el proyecto pasa bajo el puente y por eso aumenta la zona inundable inmediatamente aguas abajo del Ramal D.

Se ha tanteado el aumento de luces hasta 20 m en ambos ramales sin que se apreciara ninguna mejora en las cotas de la lámina de agua.

6.8. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos para este escenario T100 se puede concluir que el diseño de ambos puentes nuevos a construir en esta actuación cumple con el margen mínimo de seguridad de 1.80 metros que debe existir entre la cota máxima de agua para este escenario (T100) y la cota inferior del tablero del puente.

Se observa en los perfiles que para ningún período de retorno estudiado el agua alcanza a mojar los estribos de los puentes.

Las llanuras de inundación y por tanto los terrenos afectados por las inundaciones apenas sufren cambios de la situación actual a la de proyecto.

En el Apéndice N°.5 se incluye una comparativa de la situación actual y la situación con proyecto en el entorno de los puentes.

En el Apéndice N°.6 se recogen los resultados hidráulicos obtenidos mediante el modelo realizado para cada caso de estudio.

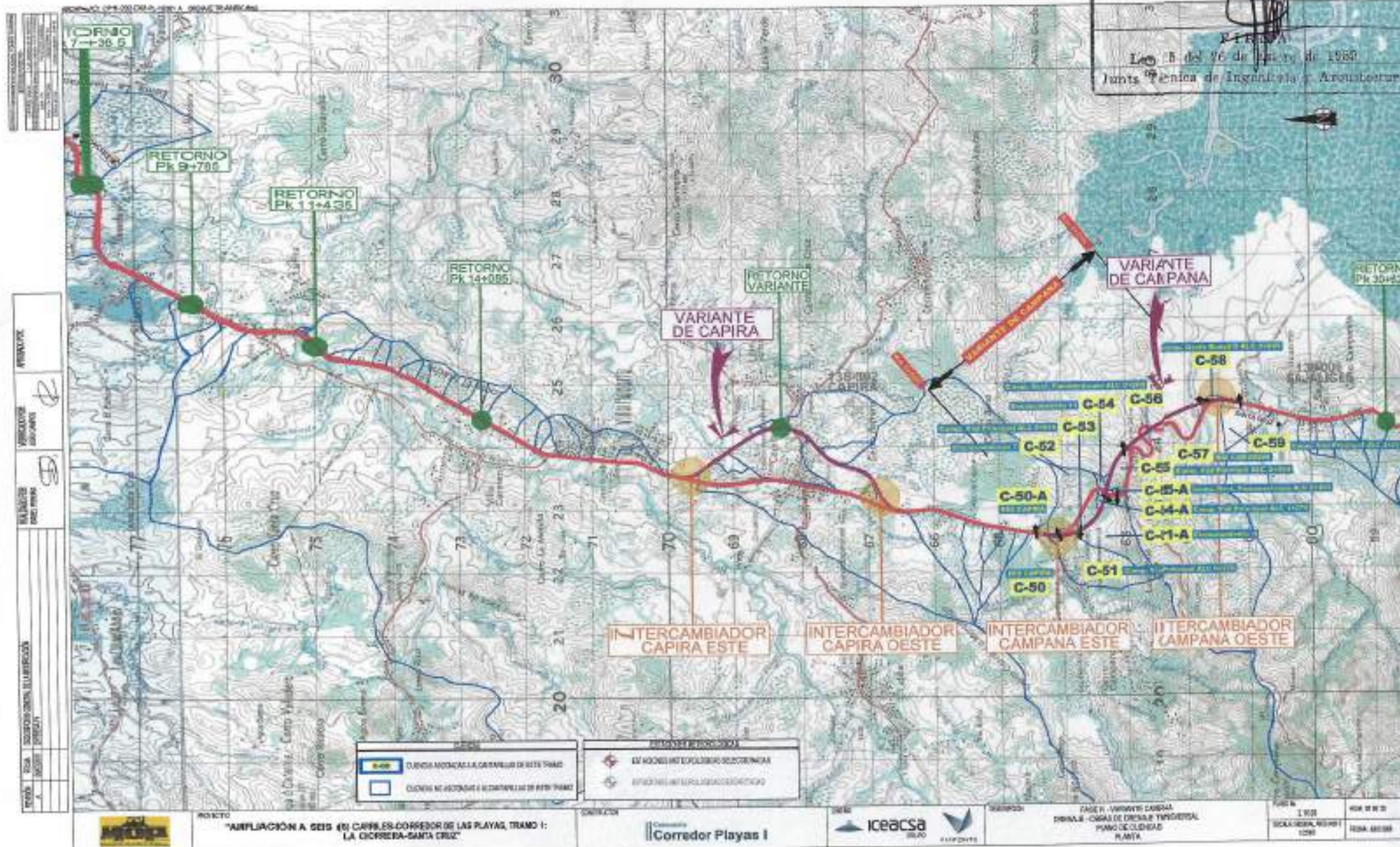
El Apéndice N°.7 refleja las llanuras de inundación en la situación actual y en la situación del proyecto para cada período de retorno.

El Apéndice N°.8 recoge la comparación de las llanuras de inundación actual y de proyecto.

El Apéndice N°.9 incluye los perfiles de los puentes con la altura de la lámina de agua para cada período de retorno.

El 5 de 26 de mayo de 1989

Junta de Ingenieros y Arquitectos



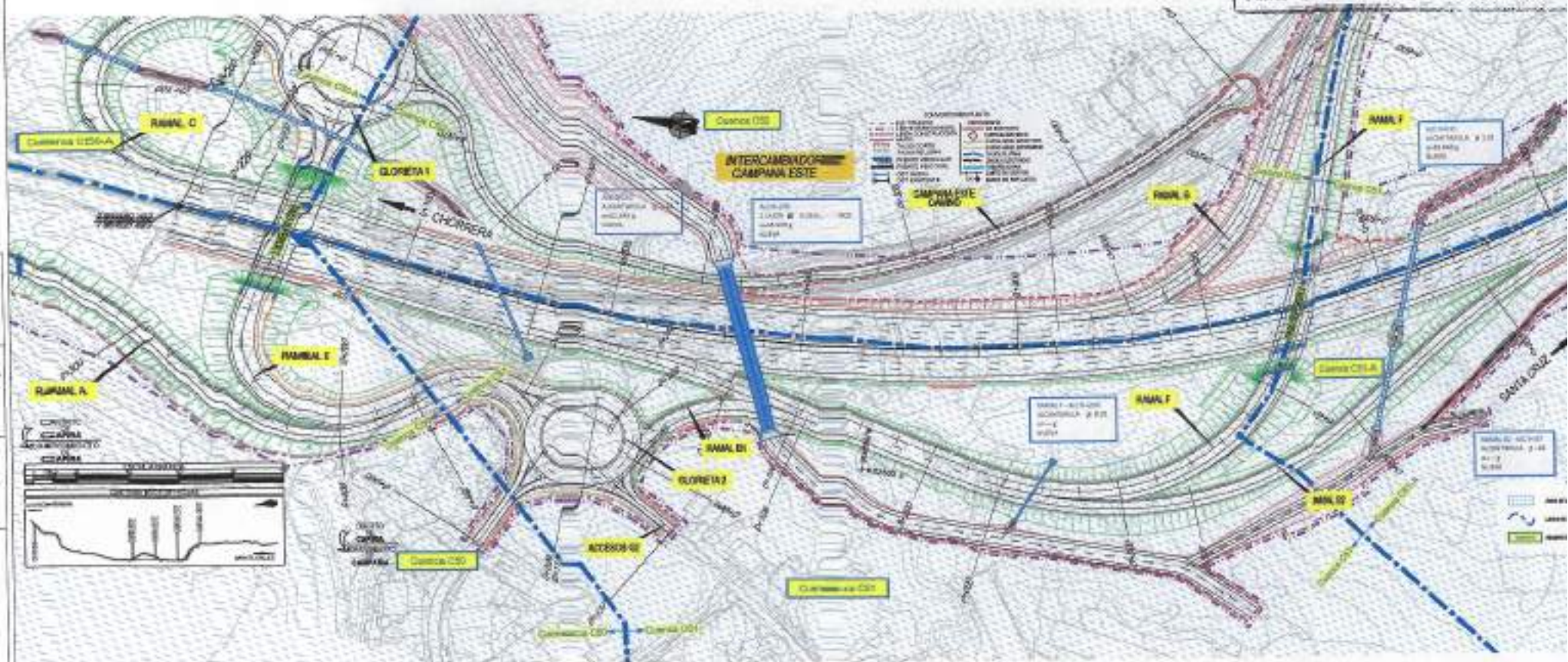
Firma

Ley 15 del 26 de Enero de 1951
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

Módulo: CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
FECHA	2005-006-106
PROYECTISTA	JAMÉL J. SERRACIN VALDÉ
REVISOR	
APROBADO	

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
FECHA	2005-006-106
PROYECTISTA	JAMÉL J. SERRACIN VALDÉ
REVISOR	
APROBADO	



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONTRATISTA

Corredor Playas

DISEÑO

iceasca

REVISIÓN

iceasca

AUTORIZACIÓN

iceasca

TRAMO 1, CARRILES CAMPAÑA
DISEÑO - CORRECCIÓN TIPOGRÁFICA
PAVIMENTO DE CEMENTO
(ET. 1-100 - 6-100)

FOLIO

216/21

DE 216/21

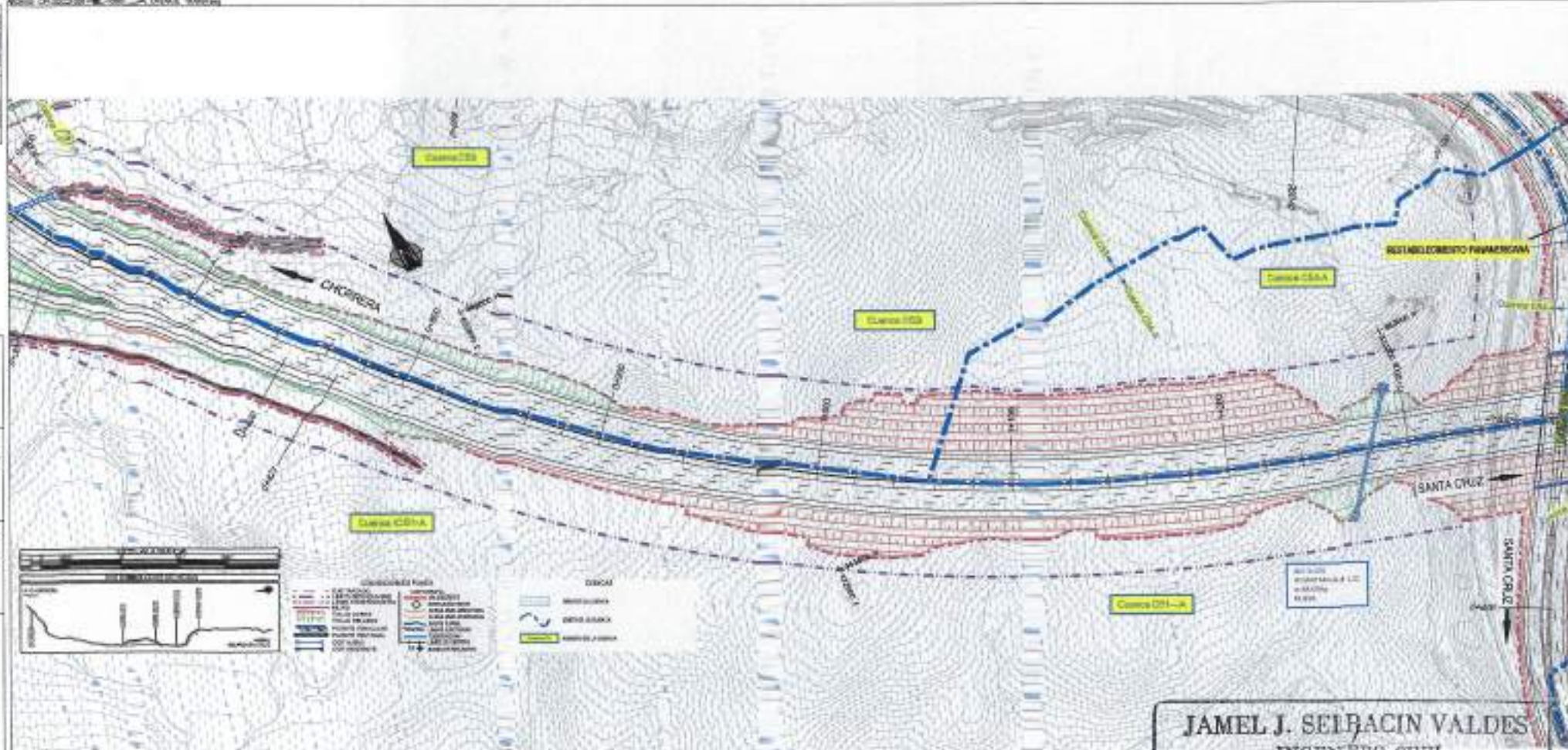
PÁGINA

216/21

DE 216/21

PROYECTO	FECHA	HOJA
AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	2011	12

PROYECTO	FECHA	HOJA
AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	2011	12



JAMEL J. SEIBACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia N° 2005-008-106

[Signature]

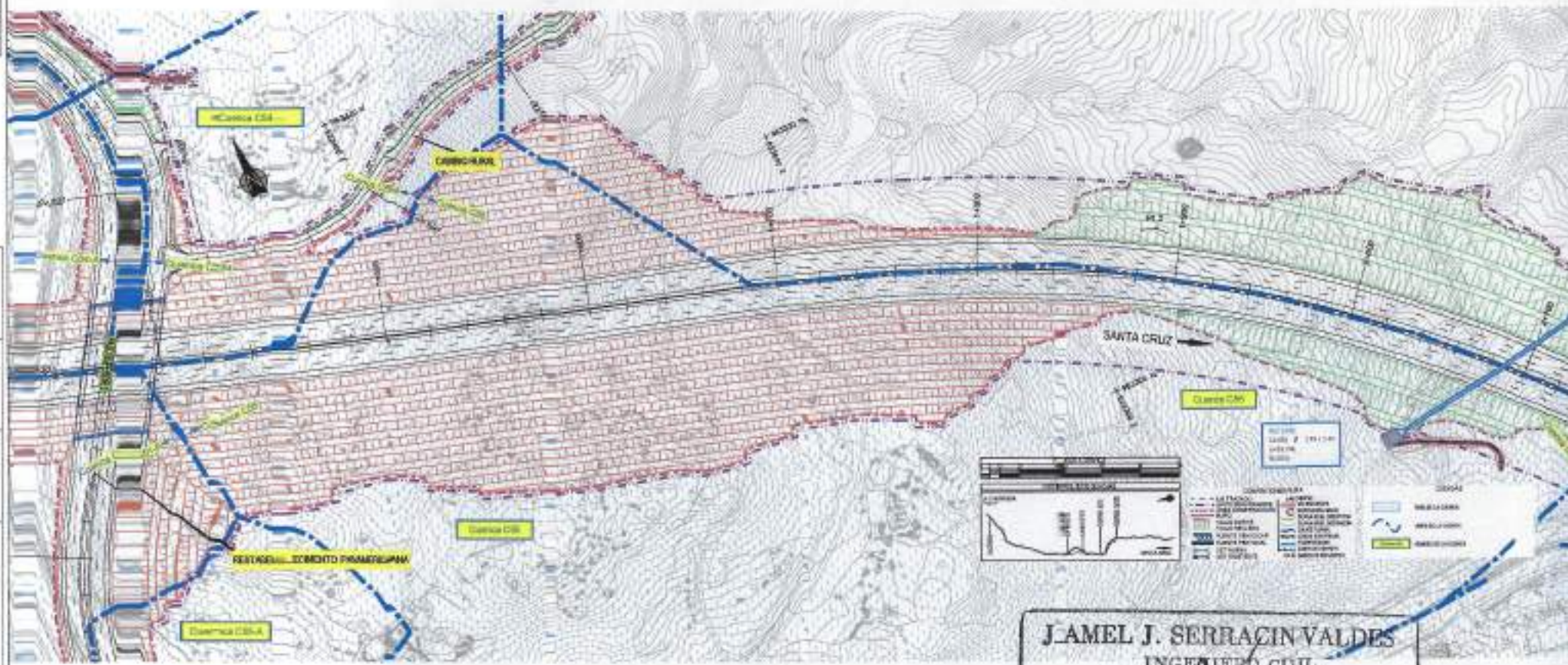
Ley 15 del 26 de Enero de 1954
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO	CONSTRUCION	CLIENTE	VEHICULO	FECHA DE ENTREGA	FECHA DE RECEPCION
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"	Corredor Playas I	KEACSA	SEIBACIN	2011	2011

PROYECTO	FECHA	ESTADO
PLAN DE DISEÑO	15/05/2011	PROYECTO

PROYECTO	FECHA	ESTADO
PLAN DE DISEÑO	15/05/2011	PROYECTO

PROYECTO	FECHA	ESTADO
PLAN DE DISEÑO	15/05/2011	PROYECTO



JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-026-108

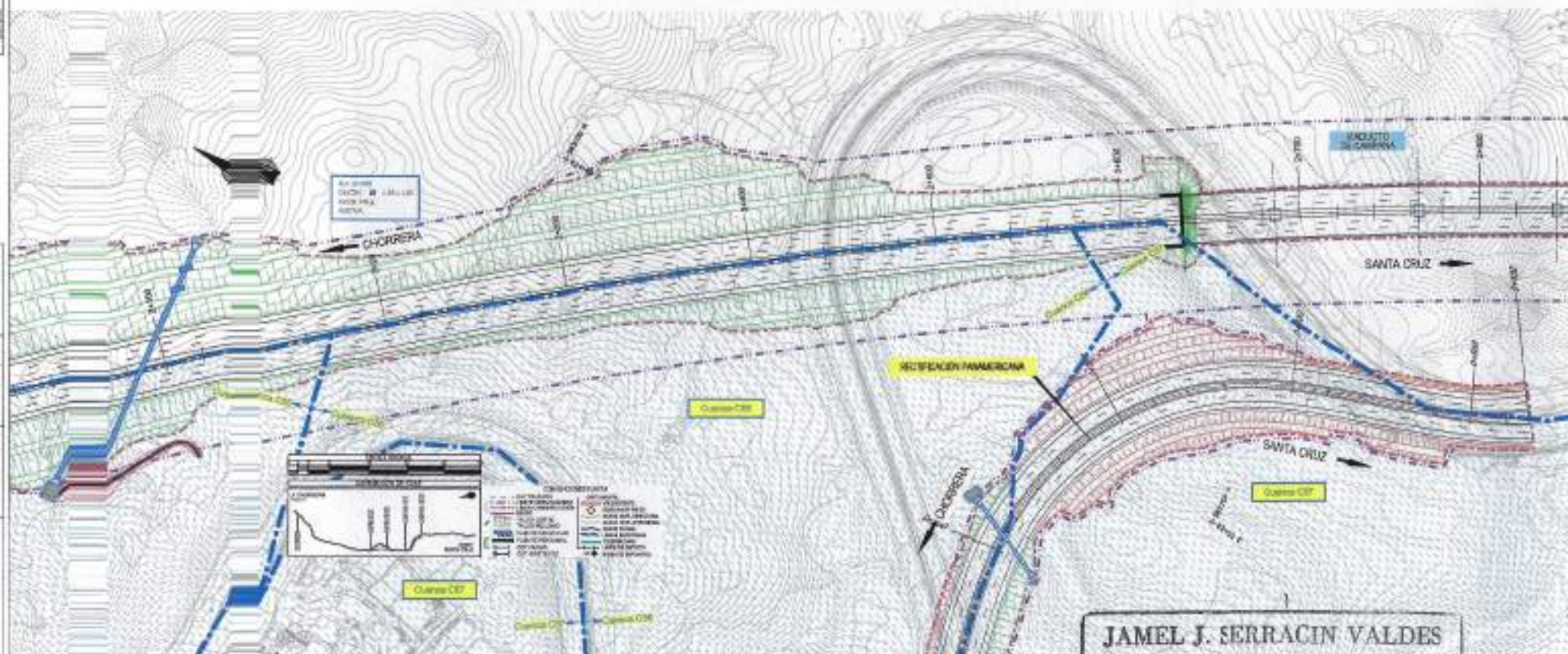
[Signature]

Ley 15 del 28 de Enero de 1955
 Jurata Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO	FECHA	ESTADO	PROYECTO	FECHA	ESTADO	PROYECTO	FECHA	ESTADO
PLAN DE DISEÑO	15/05/2011	PROYECTO	PLAN DE DISEÑO	15/05/2011	PROYECTO	PLAN DE DISEÑO	15/05/2011	PROYECTO

PROYECTO: AMPLIACIÓN Y MEJORA DEL DRENAJE DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 2005-006-108
ESCALA: 1:500
HOJA: 1 DE 1

PROYECTO: AMPLIACIÓN Y MEJORA DEL DRENAJE DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 2005-006-108
ESCALA: 1:500
HOJA: 1 DE 1



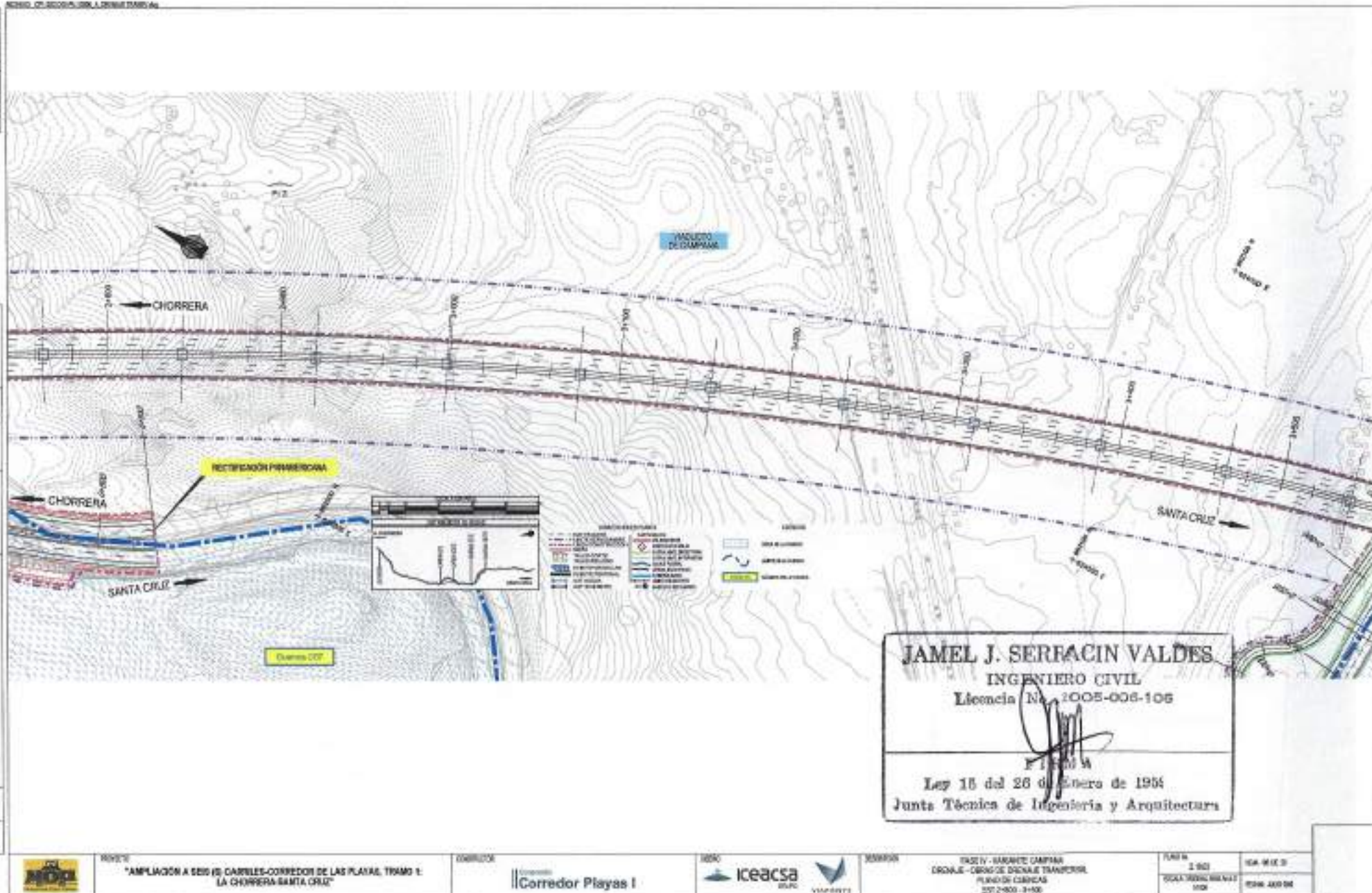
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-108
 FEE
 Ley 15 del 16 de febrero de 1954
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

	PROYECTO: AMPLIACIÓN Y MEJORA DEL DRENAJE DEL CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	DIRECCIÓN: Corredor Playas I	CLIENTE: 	COORDINADOR: JAMEL J. SERRACIN VALDES	FECHA: 2005-006-108	HOJA: 1 DE 1
--	---	--	---------------------	---	-------------------------------	------------------------

PROYECTO	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRETES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005-006-106
ESTADO	BOGOTÁ
PAÍS	COLOMBIA

PROYECTO	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRETES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005-006-106
ESTADO	BOGOTÁ
PAÍS	COLOMBIA

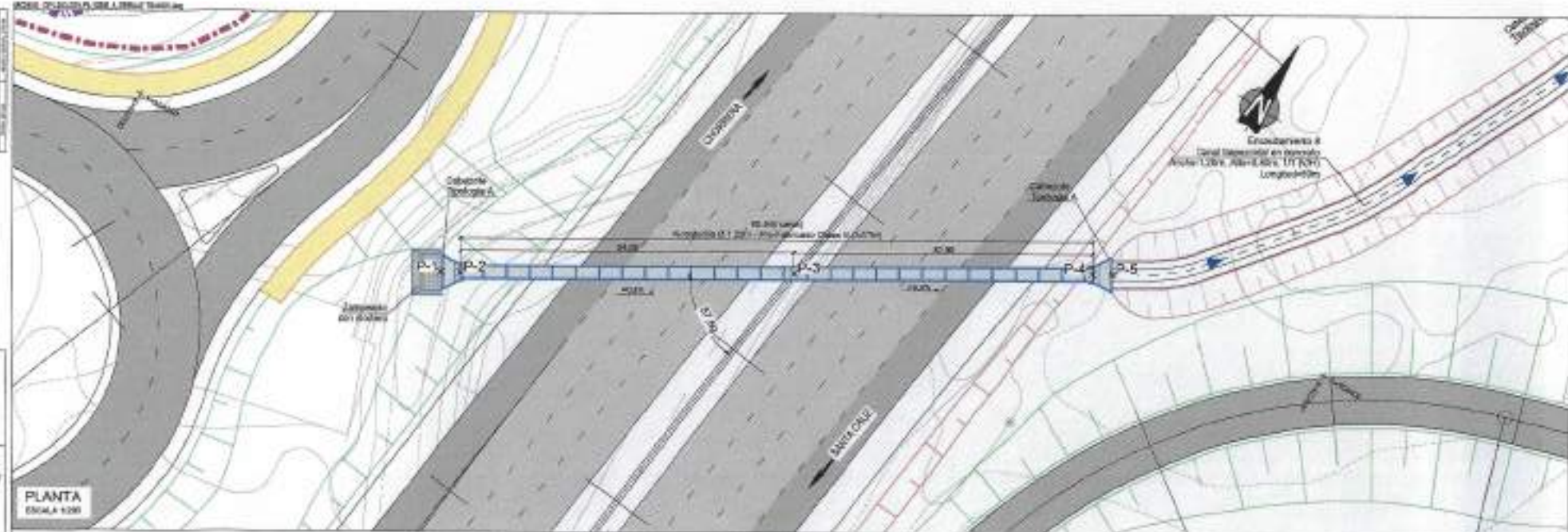
PROYECTO	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRETES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	2005-006-106
ESTADO	BOGOTÁ
PAÍS	COLOMBIA



PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CAMINO ALCAHUELA - 123M

PLANTA DE ALCAHUELA - 123M

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CAMINO ALCAHUELA - 123M



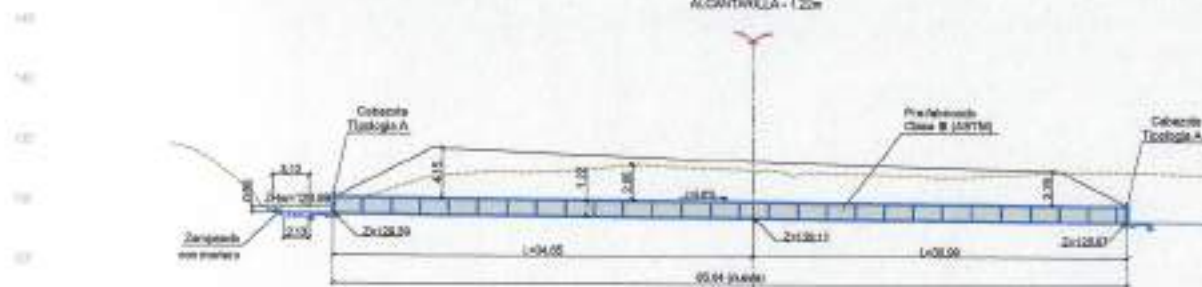
PLANTA
ESCALA 1:200

EST. 0+150
ALCAHUELA - 123M

EXISTENTE
NUEVA
ALCAHUELA - 123M
Clase B (ASTM)

CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=922595.07	Y=954360.82
P-2	X=922517.79	Y=954361.98
P-3	X=922567.26	Y=954376.80
P-4	X=922593.83	Y=954366.09
P-5	X=922595.34	Y=954367.15

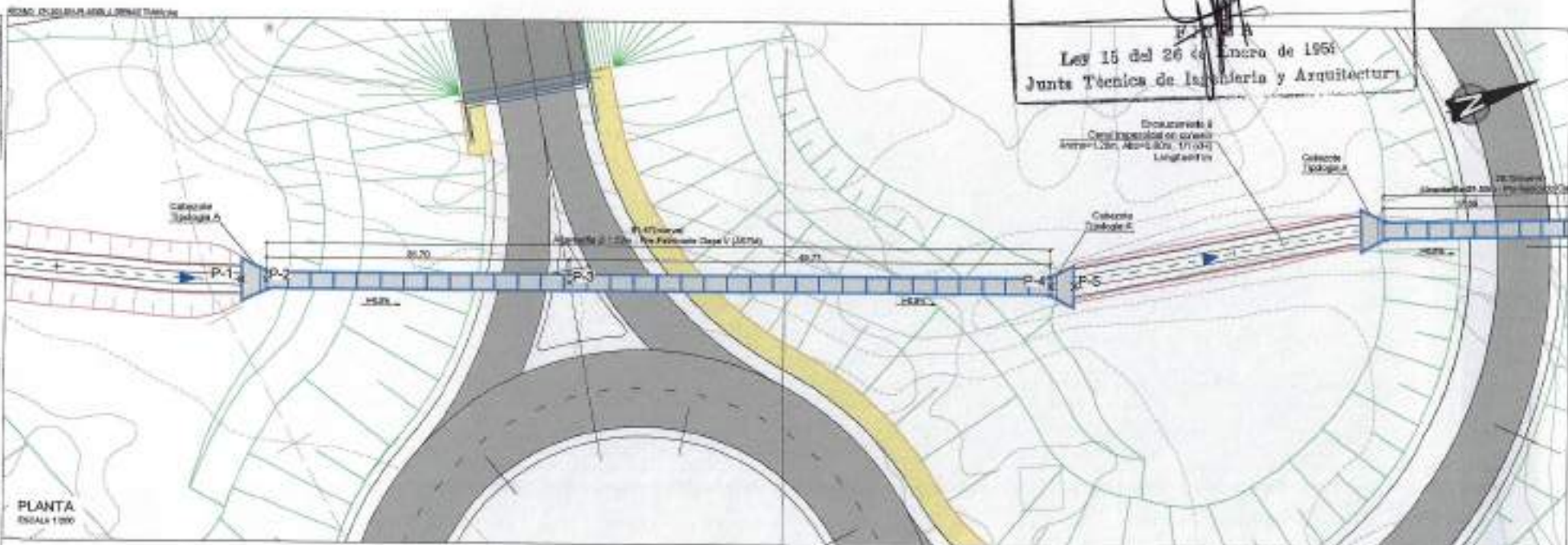
CAMP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 0+150
ALCAHUELA - 123M



ALZADO
ESCALA 1:200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Dirección: Alcahuela No. 2005-005-106
Contacto: 011 2005-005-106
Correo: j.serracin@alcahuela.gob.gt
Lugar: Alcahuela

PLANO
Escala: 1:200
Fecha: 15 de 26 de mayo de 1951
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PLANTA
ESCALA 1:200

ALC - 0+019
ALCANTARILLA - 1.52m



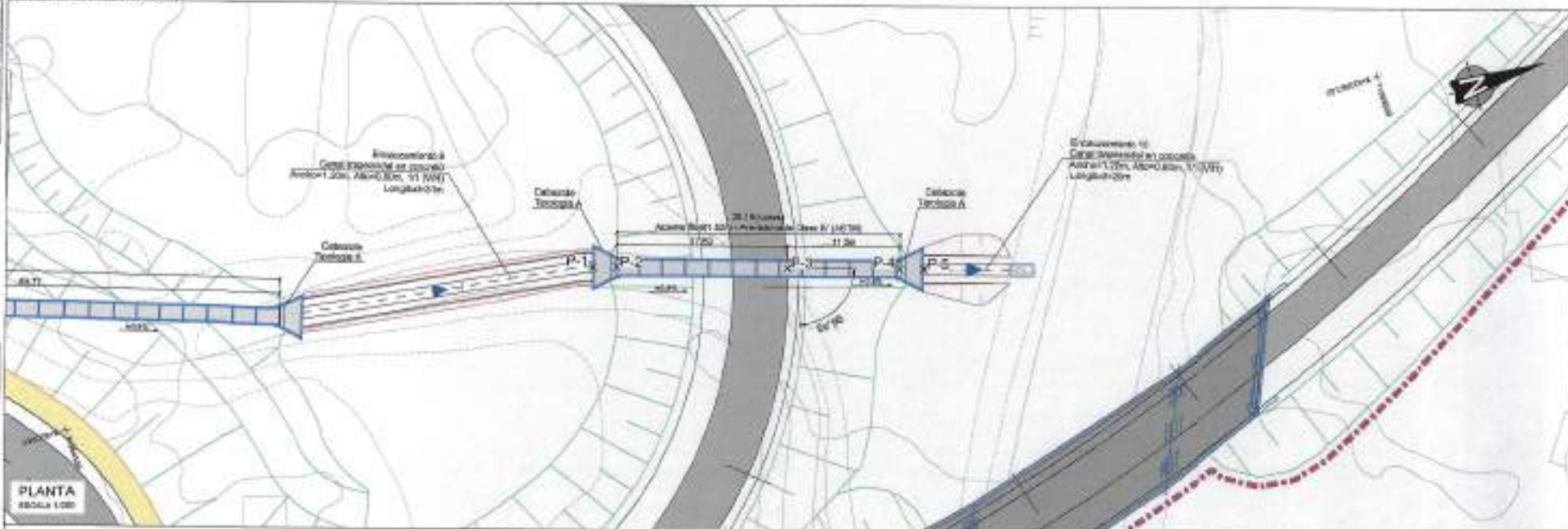
CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=622626.87 Y=664445.54
P-2	X=622627.71 Y=664447.35
P-3	X=622638.48 Y=664477.18
P-4	X=622655.34 Y=664524.01
P-5	X=622656.18 Y=664526.33

CAMP ESTE - RAMAL E
ALC - 0+019
ALCANTARILLA - 1.52m



ALZADO
ESCALA 1:200

SECCIONES TRANSVERSALES



PLANTA
Escala 1:500

ALC - 3+110
ALCANTARILLA - 1.00m

EXISTENTE

NUOVA
ALCANTARILLA 1.00m
Clase IV (MTR)

CUADRO DE REPLANTEO ALC

PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=622956.70 Y=964555.64
P-2	X=622951.49 Y=964555.95
P-3	X=622967.09 Y=964575.55
P-4	X=622975.77 Y=964595.62
P-5	X=622971.56 Y=964595.95

CAMP ESTE - RAMAL C
ALC - 3+110
ALCANTARILLA - 1.00m



ALZADO
Escala 1:500

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106
Ley 15 del 26 de Enero de 1956
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A 20.00 (20) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

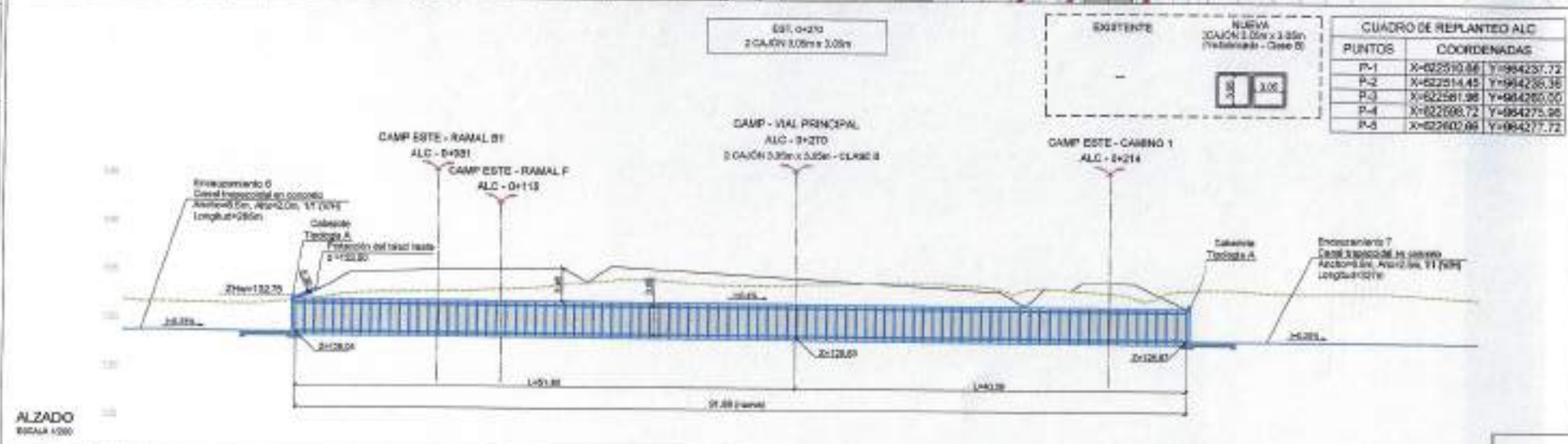
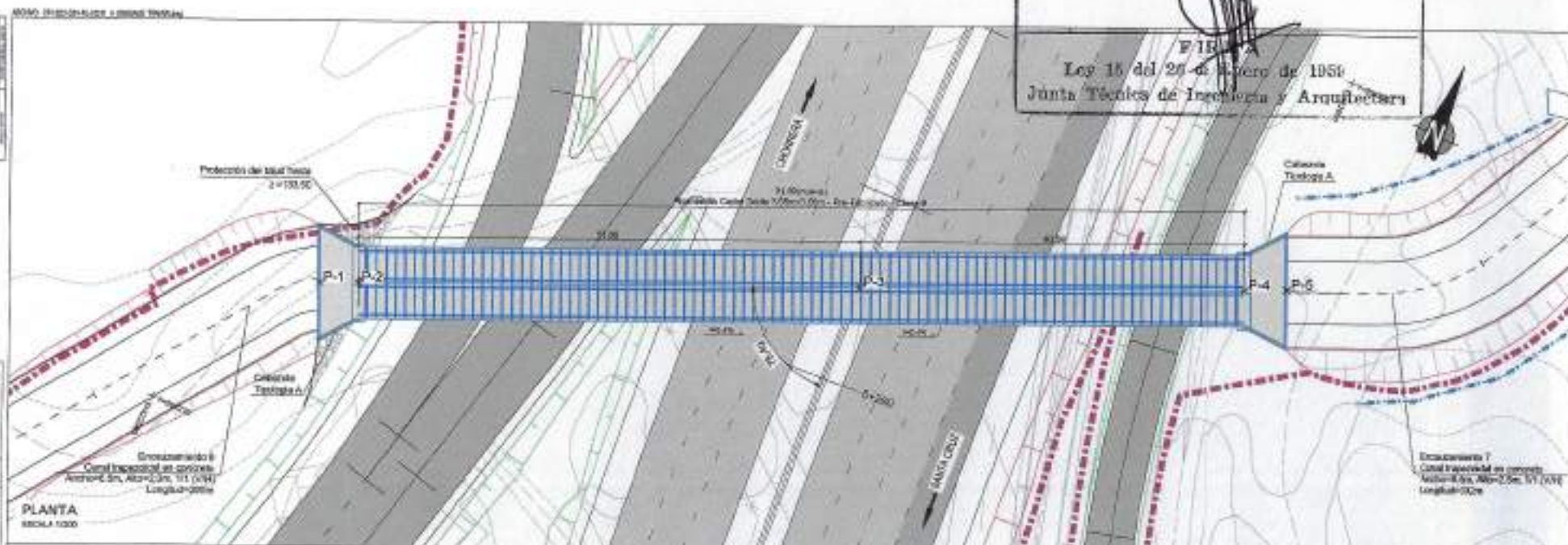
CONSEJO
Corredor Playas I

keacsa
S.A. DE C.A.

CONSEJO
FASE IV - URBANTE ORFANI
OPERAZ - OPERAZ DE OPERAZ TRANSFERIAL
ALCANTARILLA 1.00m - RAMAL C
PLANTA Y ALZADO

ALZADO
1:500
CONSEJO ORFANI
Escala 1:500

MA 1:500
Escala 1:500



CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=622510.86 Y=984257.72
P-2	X=622514.45 Y=984258.38
P-3	X=622561.98 Y=984260.50
P-4	X=622568.72 Y=984275.98
P-5	X=622602.98 Y=984277.72

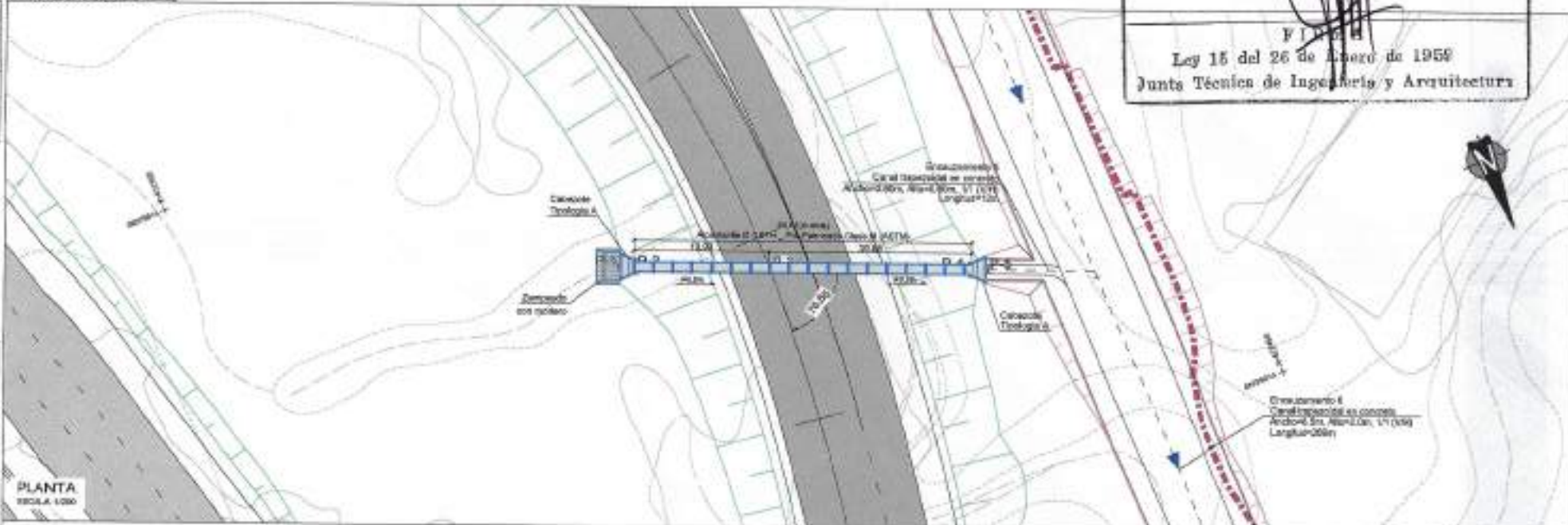
JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-005-105

Ley 15 del 26 de Mayo de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

TRAMO 0+000 PLANTA Y ALZADO



PLANTA
Escala: 1:200

EST. 0+238
ALCANTARILLA - 0.91m

EXISTENTE

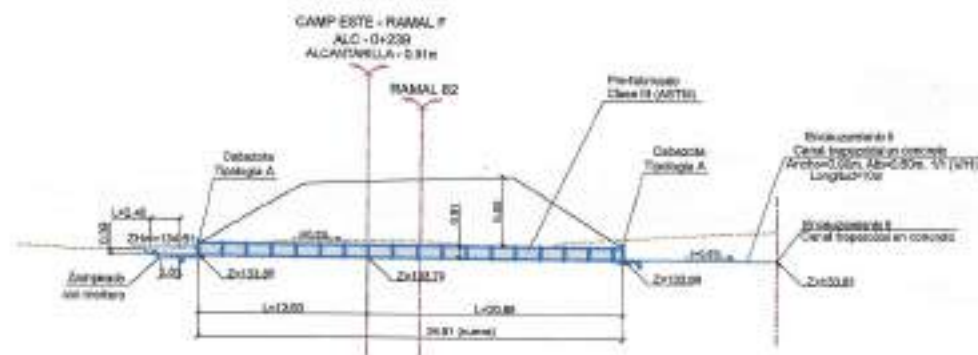
ALCANTARILLA
ALCANTARILLA 0.91m
Clase B (ASTM)

CUADRO DE REPLANTEO ALC

PUNTO	COORDENADAS
P-1	X=622518.88 Y=964105.43
P-2	X=622517.61 Y=964104.01
P-3	X=622504.80 Y=964105.48
P-4	X=622483.60 Y=964117.88
P-5	X=622484.24 Y=964118.26

ALZADO
Escala: 1:200

100
140
180
220
260
300
340
380
420
460
500



REPES
"AMPLIACIÓN A SER EN CARRILES CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO I:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSEJO
Corredor Playas I

ICEACSA
Instituto de Estudios y Estudios de la Costa Atlántica

PROYECTO
Fase II - Variante Camino
DRINAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSA
ALCANTARILLA EST. 0+238 - RAMAL F
RAMA Y ALZADO

PLAN
1:100
NO. 1001/2005/005-105

FECHA
12 de 12

Licencia No. 2005-006-106

Ley 15 del 26 de Enero de 1951
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=229188.22 Y=983575.83
P-2	X=23188.06 Y=983505.24
P-3	X=23188.24 Y=983545.15
P-4	X=23147.27 Y=983515.25
P-5	X=23146.03 Y=983515.59

JAMEL J. SERRACIN VALDES

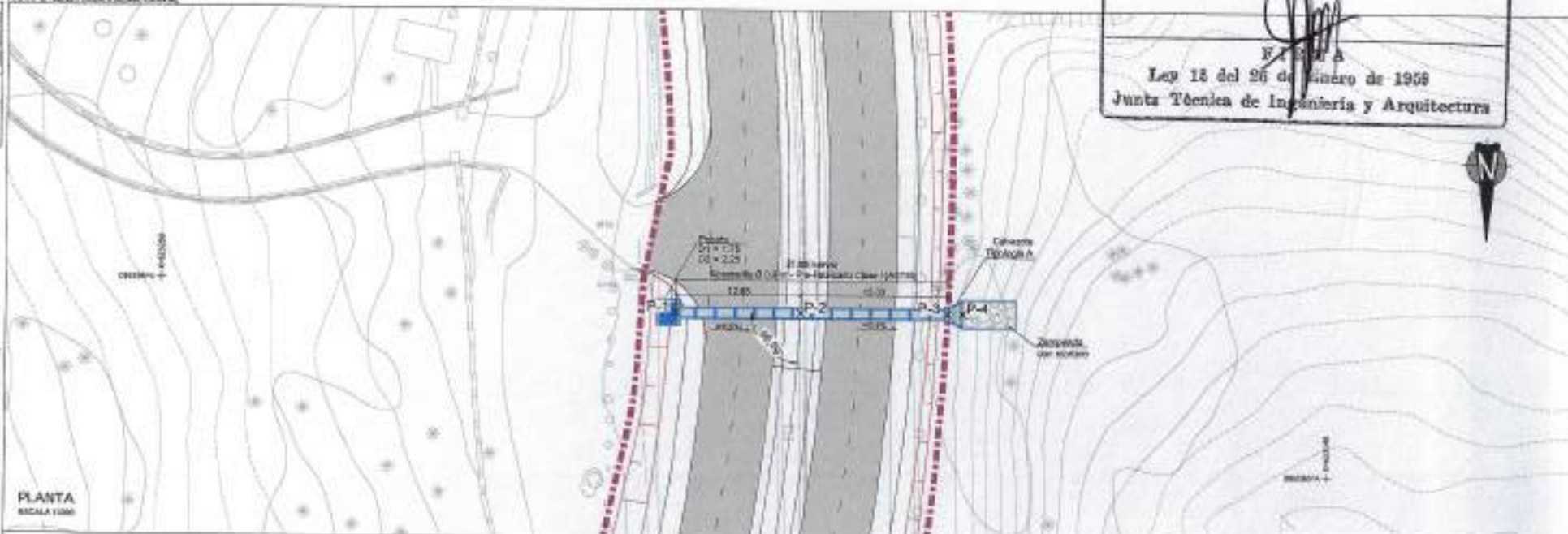
INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2008-006-106

Firma

Ley 13 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

BOULEVARD PLAYAS A BARRIO TRINIDAD



PLANTA
Escala 1:500

EXT. 0+400
ALCANTARILLA - 0.81m

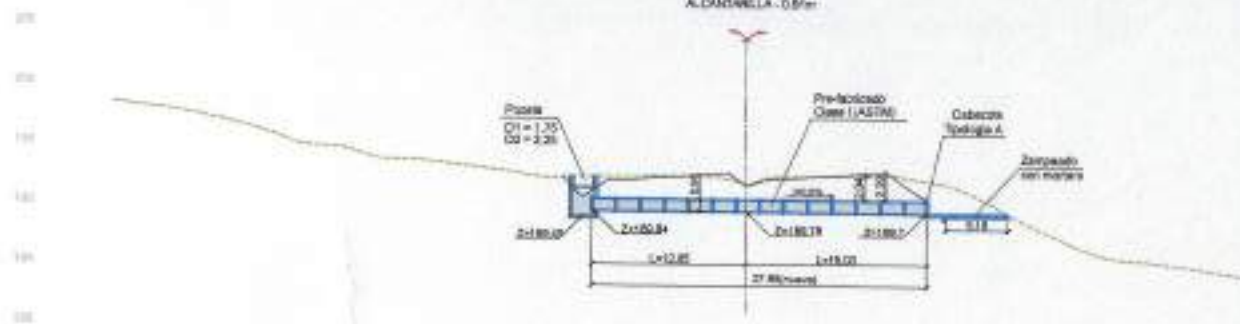
EXISTENTE

ALCANTARILLA 0.81m
Cota (ASIM)

CUADRO DE REPLANTEO ALC

PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=823206.97 Y=963343.34
P-2	X=823184.14 Y=963343.37
P-3	X=823179.12 Y=963343.61
P-4	X=823177.64 Y=963343.61

CAMP - REST. PANAMERICANA
ALC - 0+480
ALCANTARILLA - 0.81m



ALZADO
Escala 1:200



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A 60M DE CARRETERA-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CRUCIAL SANTA CRUZ"

DISEÑADOR
Corredor Playas 1

CLIENTE
Iceacsa

COORDINADOR
ANEXOS - VIVIENDA CAMPANA
OPEDUC - CORREDE DE OCEANOS PANAMERICANA
ALCANTARILLA EXT. 0+480 - CAMP REST. PANAMERICANA
PLANTA Y ALZADO

FECHA
2.02.2011
LUGAR: BOULEVARD PLAYAS
Escala: 1:500

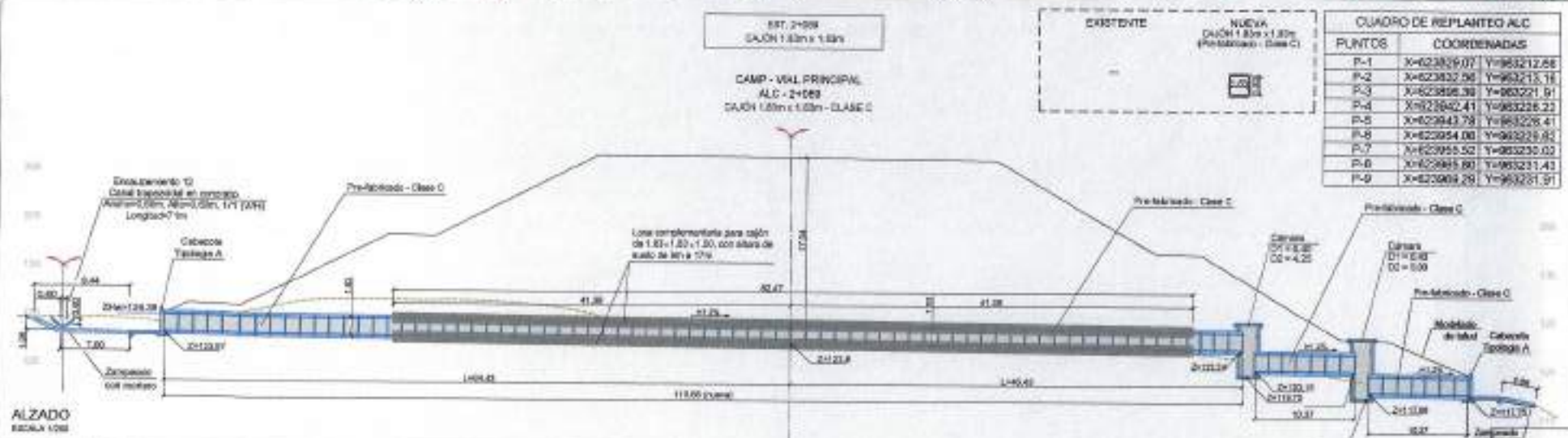
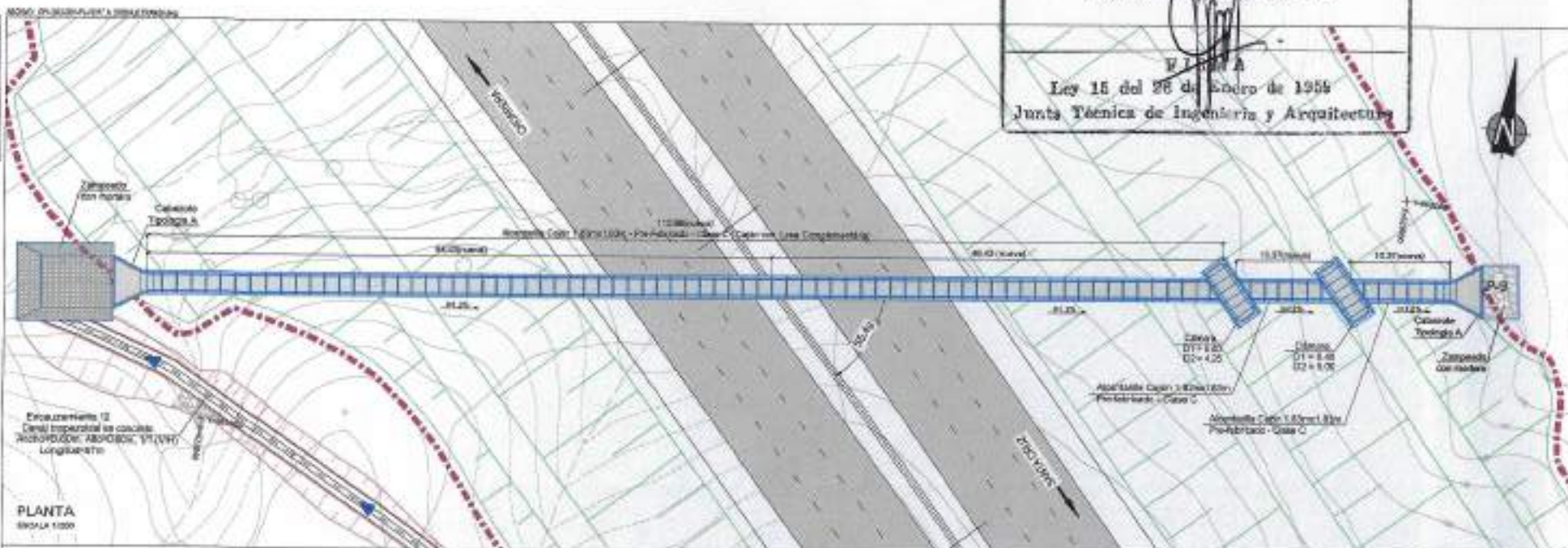
JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

W. J. S. V.

Ley 15 del 28 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=623829.07	Y=963212.68
P-2	X=623832.96	Y=963213.16
P-3	X=623856.39	Y=963221.91
P-4	X=623842.41	Y=963226.22
P-5	X=623843.78	Y=963226.41
P-6	X=623854.08	Y=963226.82
P-7	X=623855.52	Y=963230.02
P-8	X=623865.80	Y=963231.43
P-9	X=623869.29	Y=963231.91