

1.0 INFORME HIDROLÓGICO

1.1 Generalidades

1.1.1 Objetivo del Proyecto

El presente estudio se ha elaborado para el desarrollo del proyecto de Central Térmica, EDP ENERGY S.A. DE C.V., a ubicarse en el Complejo de CEPA, el cual se encuentra ubicado el Municipio de Acajutla, Departamento de Sonsonate, en las coordenadas métricas de la proyección Lambert Conformal Conic: 273,839.25 N, y 410,376.01 E, elevación 26.25 msnm. Véase el Mapa de Ubicación.

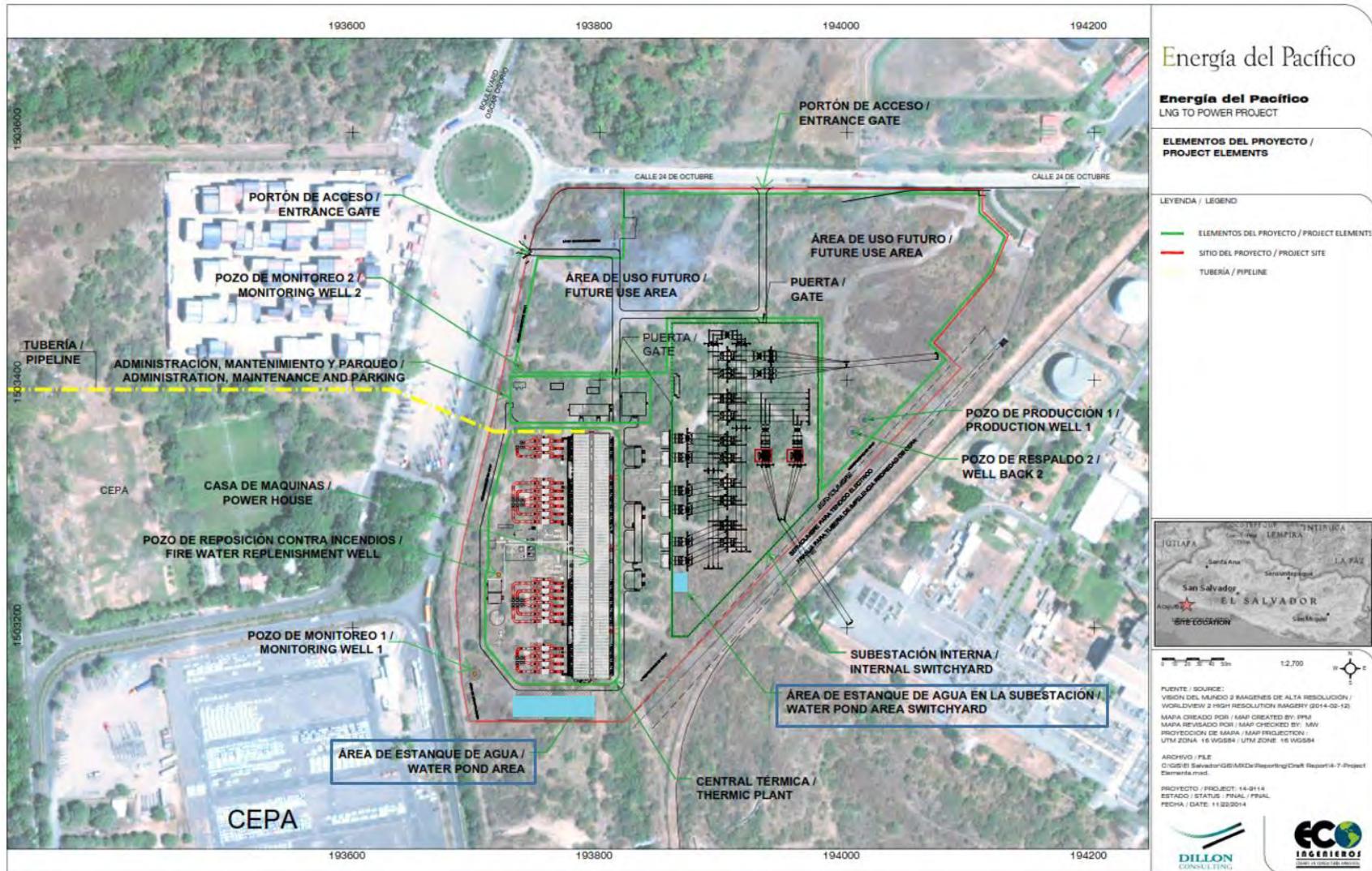
El acceso se realiza por la carretera pavimentada CA-12, que conduce al Puerto de Acajutla, pasando frente el Obelisco, que está en la entrada principal de Acajutla, aproximadamente a unos 250 metros y se cruza a la derecha y aproximadamente a unos 650 metros frente a la Colonia Obrera y al redondel No. 1, se encuentra el terreno donde estará la Central Térmica. (Ver Figuras 1.1 y 1.2)

Figura 1.1 – Acceso al terreno del proyecto



Fuente: Google Earth, 07/Sep/2016.

Figura 1.2 – Ubicación potencial de lagunas de detención, en el terreno



El proyecto consiste en una Planta de generación eléctrica a base de gas natural. El terreno donde se construirá el proyecto se encuentra en la zona industrial de Acajutla y dicho inmueble se encuentra sin uso.

1.1.2 Objetivos

Como objetivo general se considera realizar la descripción técnica y los cálculos para el diseño del sistema de detención y bombeo para el drenaje de aguas lluvias de la Planta y subestación eléctrica, con descarga hacia la canaleta de CEPA.

Los objetivos específicos del presente trabajo son el cálculo de los caudales que se generan en el terreno en forma natural sin proyecto, así como los caudales de la escorrentía superficial que se generarán por el desarrollo del proyecto, y la propuesta de obras de detención para las escorrentías generadas, con impacto hidrológico cero (IHC).

Adicionalmente se tiene como objetivo general realizar el diseño conceptual de las obras mayores de drenaje de aguas lluvias del terreno en el cual se desarrollará el proyecto Central Térmica, EDP S.A de C.V. Así mismo, la revisión de la capacidad hidráulica del canal madre de CEPA

Además, se realizará el análisis de la capacidad hidráulica del canal madre de drenaje de aguas lluvias de CEPA, con y sin proyecto, para determinar si tiene la capacidad hidráulica suficiente, o en caso contrario proponer las obras necesarias para el buen funcionamiento del sistema general de drenaje de aguas lluvias.

1.1.3 Metodología

El presente trabajo comprende el diseño del sistema de detención de aguas lluvias, necesario para cumplir con las normas nacionales y de USA, con punto de descarga en la canaleta de CEPA, sobre el Boulevard Coronel Oscar Osorio. Para el cálculo del caudal máximo instantáneo se utilizó la ecuación racional: $Q = CIA/60$.

En donde:

- Q: Caudal en L/s
- C: Coeficiente de escorrentía con valores entre 0.1 y 1.0
- A: Área tributaria en m²
- I: Intensidad de lluvia en mm/min, para el período de retorno y tiempo de duración seleccionados.

Los coeficientes de escorrentía (C), utilizados en la ecuación racional, según las condiciones de uso del terreno, están basados en el Reglamento a la Ley de desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) y de los Municipios Aledaños de la Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS), así como textos técnicos relacionados con la hidrología y la hidráulica.

Las normativas contenidas en dicho reglamento, aunque rigen para el AMSS, se pueden utilizar en el resto del país, ya que están más desarrolladas conceptualmente. Para los sistemas de detención se establece un período de retorno de 10 años y la duración de tormenta a utilizar, es por lo general de 5 minutos o la que resulte del cálculo del tiempo de concentración.

Los cálculos se basarán además en normativas de USA, que establecen un período de retorno de 100 años para una duración de tormenta de 24 horas (<http://udfcd.org/>).

1.2 Caracterización Hidrológica

1.2.1 Uso del suelo

Existen tres usos del suelo predominantes en el terreno, Pastos naturales cubre la mayor parte del terreno, los otros usos son Tejido Urbano Continuo y Zonas Portuarias, como lo indica el Mapa de Uso de Suelo en Figura 1.3.

1.2.2 Pendientes

En general el terreno, como se puede observar en el Mapa de Pendientes, tiene una distribución predominante de pendientes entre 2 y 7%. En la parte media y baja del terreno se encuentran predominando las pendientes en el rango de 2 a 7 % y la parte alta las de 0 y 2%. Ver figura 1.4.

1.2.3 Tipos de suelos

El tipo de suelo presente en el terreno corresponde a Regosoles y Halomorficos, variando su textura y profundidad en función del relieve del terreno; las unidades se describen a continuación y se visualiza en el Mapa de Tipos de Suelo.

Son antiguas planicies de pie de monte, casi sin disección y con relieve muy bajo. Las pendientes predominantes son menores de 5%. Las capas inferiores están constituidas por tobas, conglomerados y talpetates duros y de baja permeabilidad.

Tienen suelos superficiales arcillosos, algo pedregosos, de color negro o gris muy oscuro sobre subsuelos arcillosos y franco arcillosos, con colores claros. Por lo general a menos de 1 metro se encuentran las capas duras compuestas por tobas, conglomerados y talpetates. Son suelos de baja permeabilidad muy pegajosos, plásticos, compactos y se rajan cuando están secos. Los segundos tienen suelos superficiales franco arcillosos, de color café rojizo oscuro sobre subsuelos arcillosos, de estructura fuerte en bloques de color café rojizo. A profundidades no mayores de 80 cm. se encuentran tobas y conglomerados poco intemperizados. Estos son suelos de permeabilidad algo lenta, pegajosos, plásticos, de moderada fertilidad y algo pedregosos.

En general tienen un drenaje algo restringido. En la época seca son muy áridos y se agrietan.

Hay cierto número de parcelas dedicadas a cultivos de avituallamiento familiar, pero la mayor parte está dedicada a pastos de poco rendimiento y mezclados con vegetación arbustiva.

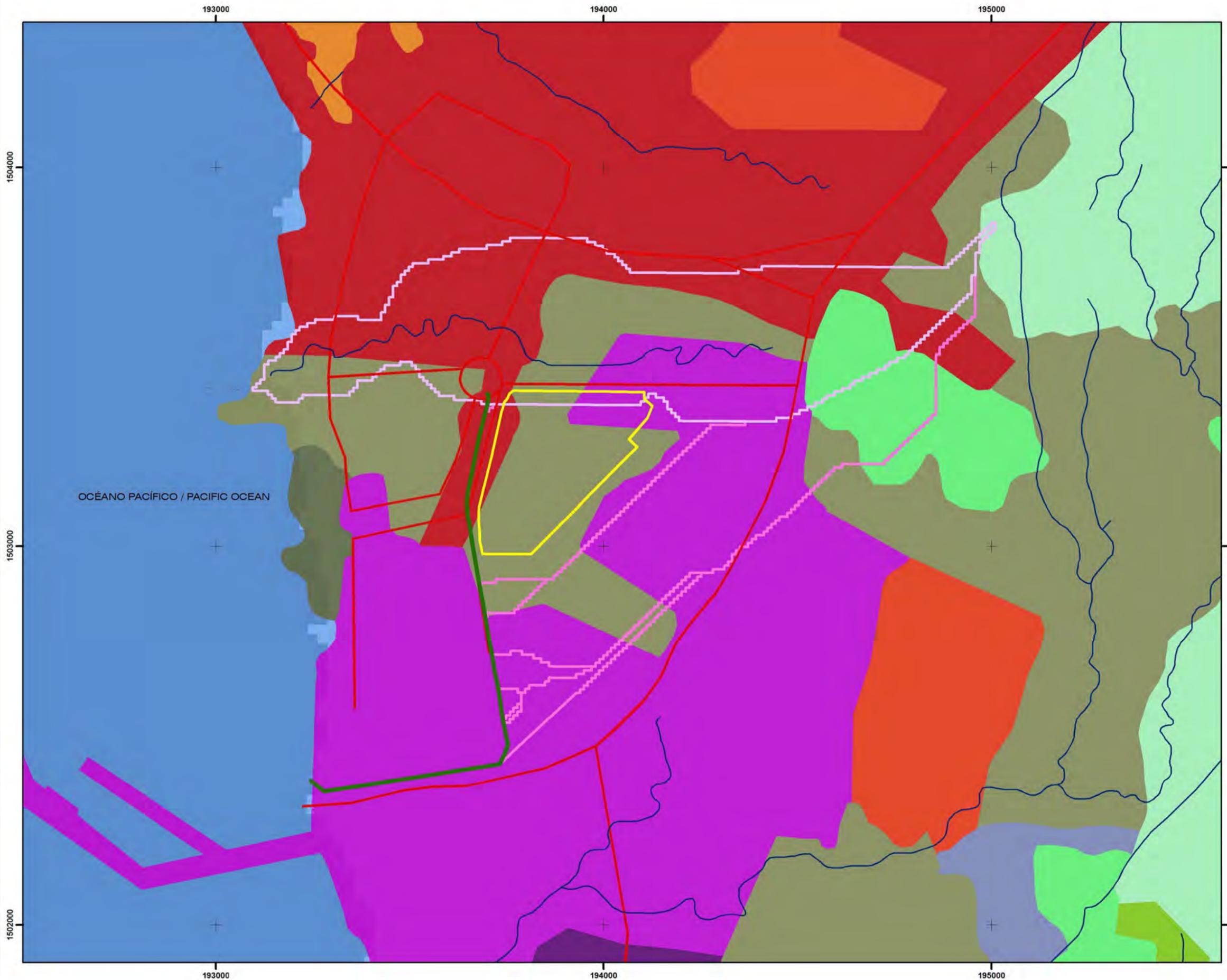
Solamente en un pequeño porcentaje del área es posible usar la maquinaria agrícola. Por su baja posición, estas áreas pueden ser regadas, pero antes de ello tiene que determinarse cual cultivo es el más adecuado y los métodos y prácticas más efectivas. Ver figura 1.5.

1.2.4 Geología

La geología superficial producto de las numerosas erupciones volcánicas que se originaron en el Mioceno o Terciario Superior, está representada en el área por la Formación El Bálsamo, perteneciente al Mioceno-Plioceno. Ver figura 1.6.

Formación El Bálsamo

Tiene su origen en la era Terciaria (Período Mioceno-Plioceno). Los materiales que componen la Formación El Bálsamo son epiclastitas volcánicas y piroclastitas; localmente efusivas básicas intermedias intercaladas. Véase el Mapa Geológico.

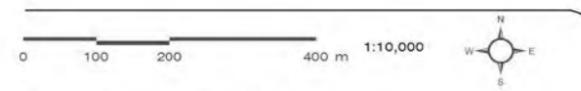
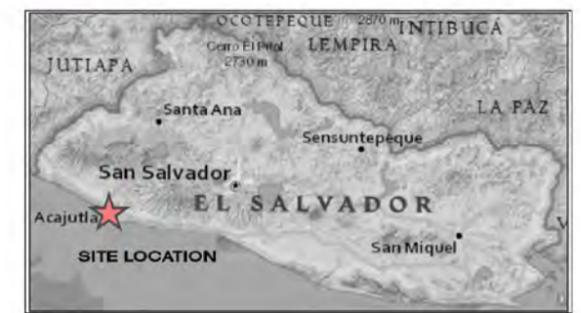


ENERGÍA DEL PACÍFICO
LNG TO POWER PROJECT

USO DE SUELO / LAND USE

FIGURA 1.3 / FIGURE 1.3

- CANALETA / CHANNEL
- QUEBRADAS / STREAMS
- CARRETERA / ROAD
- SUBCUENCA / SUBWATERSHED
- MICROCUENCAS / MICROWATERSHEDS
- SITIO DEL PROYECTO / PROJECT SITE
- TEJIDO URBANO CONTINUO / CONTINUOUS URBAN AREAS
- PASTOS NATURALES / NATURAL PASTURES
- ZONAS PORTUARIAS / PORT AREAS
- GRANOS BÁSICOS / BASIC GRAINS



ELABORACIÓN PROPIA / OWN ELABORATION
 DATOS SIG DEL MARN ESCALA 1:25,000 /
 DATA GIS OF MARN SCALE 1:25,000

MAPA CREADO POR / MAP CREATED BY: NSCH
 MAPA REVISADO POR / MAP CHECKED BY: JMGR
 PROYECCIÓN DE MAPA / MAP PROJECTION: UTM ZONA 16 WGS84

FILE / ARCHIVO:
 C:\ESTUDIO HIDROLÓGICO, ECO, DIBUJO 1, EL SALVADOR\ ECO INGENIEROS
 C:\HYDROLOGICAL STUDY, ECO, DRAWING 1, EL SALVADOR\ ECO INGENIEROS

PROYECTO / PROJECT: 14-9114
 ESTADO / STATUS: FINAL
 FECHA / DATE: 20/09/2014



Energía del Pacífico

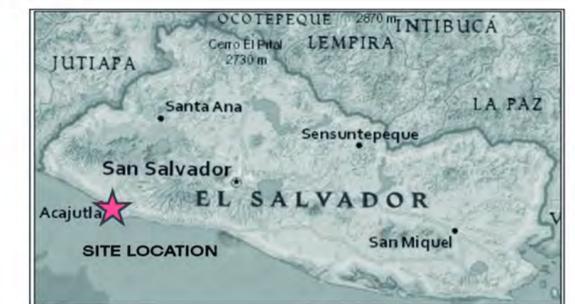
ENERGÍA DEL PACÍFICO

LNG TO POWER PROJECT

PENDIENTES / SLOPES

FIGURA 1.4 / FIGURE 1.4

-  CANALETA / CHANNEL
 -  QUEBRADAS / STREAMS
 -  CARRETERA / ROAD
 -  SUBCUENCA / SUBWATERSHED
 -  MICROCUENCAS / MICROWATERSHEDS
 -  SITIO DEL PROYECTO / PROJECT SITE
 -  TERRENO PROPIEDAD DE CEPA / CEPA PROPERTY
 -  SITIO DE ACOPIO TEMPORAL / TEMPORARY LAYDOWN SITE
- PORCENTAJE DE PENDIENTE / PERCENT SLOPE
-  0 - 2 %
 -  2 - 7 %
 -  7 - 15 %
 -  > 15 %

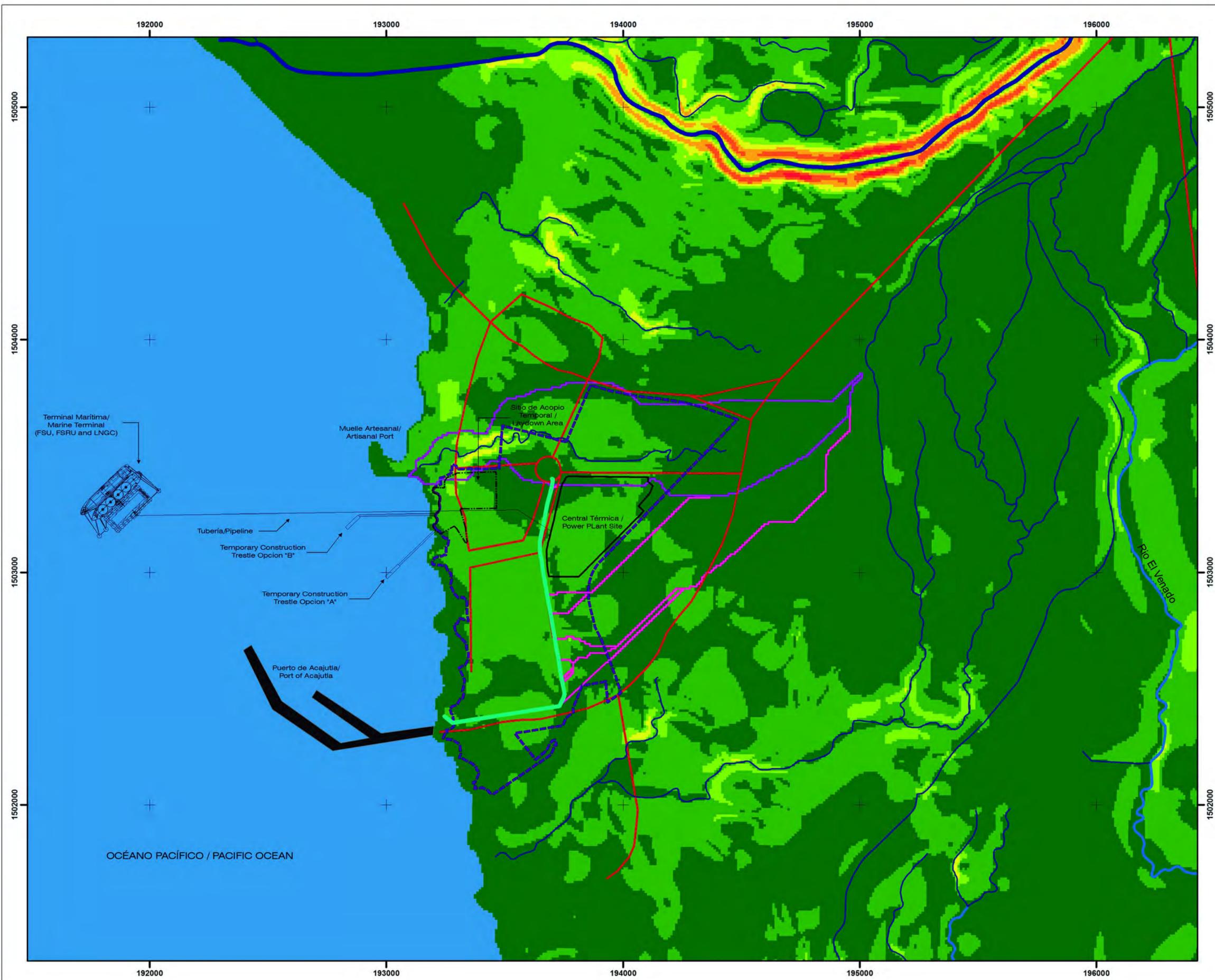


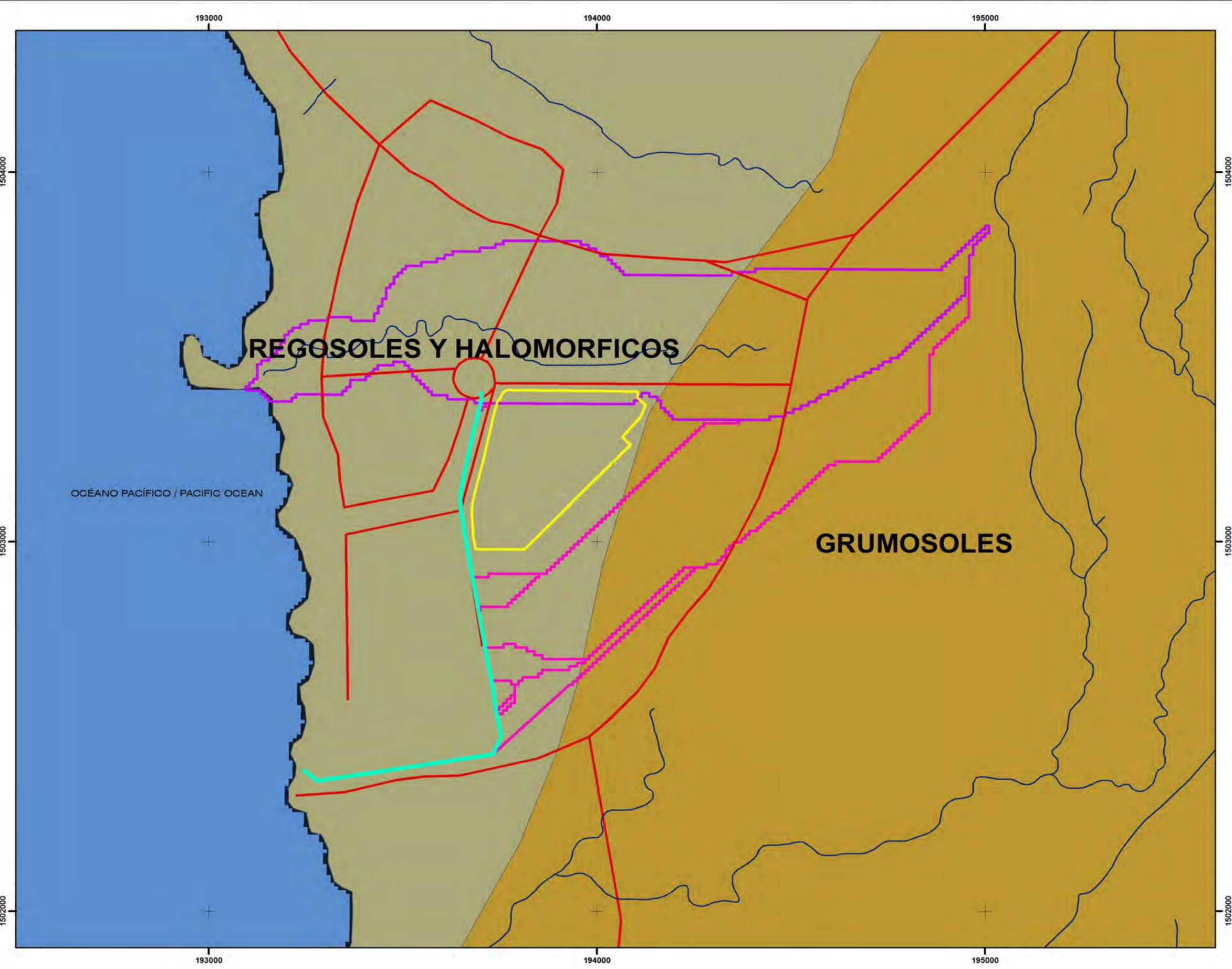
ELABORACIÓN PROPIA / OWN ELABORATION
 DATOS SIG DEL MARIN ESCALA 1:25,000 /
 DATA GIS OF MARIN SCALE 1:25,000

MAPA CREADO POR / MAP CREATED BY: NSCH
 MAPA REVISADO POR / MAP CHECKED BY: JMGR
 PROYECCIÓN DE MAPA / MAP PROJECTION: UTM ZONA 16 WGS84

FILE / ARCHIVO:
 C:\ESTUDIO HIDROLÓGICO\ECO_DIBUJO 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS
 C:\HYDROLOGICAL STUDY\ECO_DRAWING 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS

PROYECTO / PROJECT: 14-9114
 ESTADO / STATUS: FINAL
 FECHA / DATE: 3/12/2016





ENERGÍA DEL PACÍFICO
LNG TO POWER PROJECT

TIPOS DE SUELO / SOIL TYPES

FIGURA 1.5 / FIGURE 1.5

- CANALETA / CHANNEL
- QUEBRADAS / STREAMS
- CARRETERA / ROAD
- SUBCUENCA / SUBWATERSHED
- MICROCUENCAS / MICROWATERSHEDS
- SITIO DEL PROYECTO / PROJECT SITE

TIPOS DE SUELO / SOIL TYPES

- GRUMOSOLES
- REGOSOLES Y HALOMORFICOS



ELABORACIÓN PROPIA / OWN ELABORATION
DATOS SIG DEL MARIN ESCALA 1:25,000 /
DATA GIS OF MARIN SCALE 1:25,000

MAPA CREADO POR / MAP CREATED BY: NSCH
MAPA REVISADO POR / MAP CHECKED BY: JMGR
PROYECCIÓN DE MAPA / MAP PROJECTION: UTM ZONA 16 WGS84

FILE / ARCHIVO:
C:\ESTUDIO HIDROLÓGICO\ECO_DIBUJO 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS
C:\HYDROLOGICAL STUDY\ECO_DRAWING 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS

PROYECTO / PROJECT: 14-9114
ESTADO / STATUS: FINAL
FECHA / DATE: 20/09/2014



Energía del Pacífico

ENERGÍA DEL PACÍFICO

LNG TO POWER PROJECT

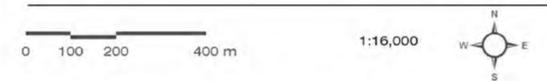
MAPA GEOLOGICO / GEOLOGICAL MAP

FIGURA 1.6 / FIGURE 1.6

-  CANALETA / CHANNEL
-  QUEBRADAS / STREAMS
-  CARRETERA / ROAD
-  SUBCUENCA / SUBWATERSHED
-  MICROCUENCAS / MICROWATERSHEDS
-  SITIO DEL PROYECTO / PROJECT SITE
-  TERRENO PROPIEDAD DE CEPA / CEPA PROPERTY
-  SITIO DE ACOPIO TEMPORAL / TEMPORARY LAYDOWN SITE

GEOLOGÍA / GEOLOGICAL

-  EL BÁLSAMO; EPICLASTITAS VOLCÁNICAS Y PIROCLASTITAS; LOCALMENTE EFUSIVAS BÁSICAS, INTERMEDIAS INTERCALADAS.
-  SAN SALVADOR, DEPÓSITOS SEDIMENTARIOS DEL CUATERNARIO.

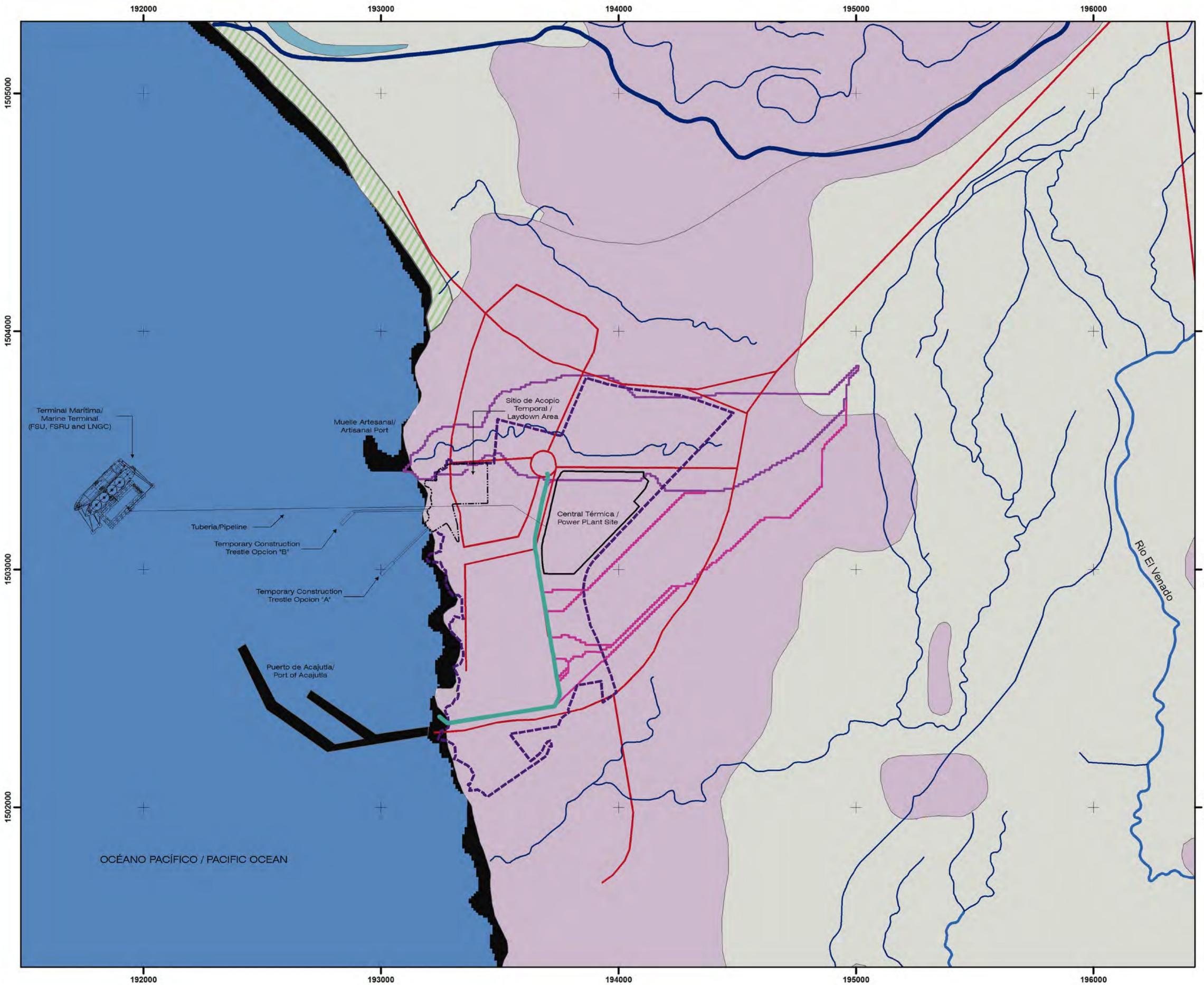


ELABORACIÓN PROPIA / OWN ELABORATION
 DATOS SIG DEL MARN ESCALA 1:25,000 /
 DATA GIS OF MARN SCALE 1:25,000

MAPA CREADO POR / MAP CREATED BY: NSCH
 MAPA REVISADO POR / MAP CHECKED BY: JMGR
 PROYECCIÓN DE MAPA / MAP PROJECTION: UTM ZONA 16 WGS84

FILE / ARCHIVO:
 C:\ESTUDIO HIDROLÓGICO\ECO_DIBUJO 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS
 C:\HYDROLOGICAL STUDY\ECO_DRAWING 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS

PROYECTO / PROJECT: 14-9114
 ESTADO / STATUS: FINAL
 FECHA / DATE: 3/12/2016



1.2.5 Clima

La estación de Acajutla se encuentra ubicada cerca de las instalaciones del puerto; la zona costera de la región occidental del país, está caracterizada por tierras planas, de suelos arenosos y limosos, con cultivos anuales, por ejemplo: el maíz.

La región donde se ubica la estación se zonifica climáticamente según Koppen, Sapper y Laurer como Sabana Tropical Caliente ó Tierra Caliente (0 – 800 msnm) la elevación es determinante (15 msnm).

Considerando la regionalización climática de Holdridge, la zona de interés se clasifica como “Bosque húmedo subtropical (con biotemperatura < 24 °C, pero con temperatura del aire, medio anuales > 24 °C).

Los rumbos de los vientos son predominantes del Noreste, durante la estación seca y del Este en la estación lluviosa, la brisa marina ocurre después del mediodía, siendo reemplazada después de la puesta del sol por una circulación tierra-mar (rumbo Norte/ Noreste) la velocidad promedio anual es de 10.6 km/h. Ver Tabla 1.1, en la cual se presenta un cuadro resumen de promedios mensuales de las variables más importantes.

Los datos son de la estación Acajutla, años 1959-2001 a 15 m.s.n.m.

PARAMETROS / MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Temperatura promedio °C	26.2	26.7	27.7	28.5	28.3	27.5	27.3	27.2	26.7	26.8	26.9	26.5
Temperatura Mínima Promedio °C	22.1	22.5	23.5	24.4	24.5	23.8	23.3	23.4	23.3	23.3	22.8	22.5
Temperatura Máxima Promedio °C	32.3	32.6	32.9	33.1	32.7	32.0	32.4	32.3	31.6	32.0	32.5	32.5
Humedad Relativa %	69	69	70	73	77	80	78	79	82	80	73	70
Precipitación mm	1.8	0.9	10.0	52.9	155.0	292.5	279.8	299.0	380.8	204.5	64.3	5.9

Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales, Servicio Meteorológico Nacional, CIAGRO.

1.2.5.1 Datos de lluvia

Para el cálculo de los caudales que es necesario drenar se han utilizado los datos de lluvia correspondientes a la Estación Pluviométrica de Acajutla (T-6), la cual es la estación con datos de intensidades máximas de lluvia más cercana al área del proyecto.

Los datos históricos de intensidades de lluvia de la Estación Pluviométrica de Acajutla (T-6), se muestran en la Tabla 1.2 y su ubicación en la Figura 1.7.

El período de retorno a utilizar en los cálculos de caudales es de 10 años, en base al Art. V.14 del Reglamento de la OPAMSS.

Considerando las dimensiones del área del terreno, la cual es pequeña, se usará un tiempo de concentración de 5 minutos, que es el tiempo de concentración más pequeño del que existen datos.

Tabla 1.2– Intensidades máximas de lluvia (mm/min) para diferentes duraciones (min) de tormentas. Estación Acajutla (T-6).

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1959	2.18	2.07	2.01	2.01	1.55	1.16	0.75	0.67	0.29	0.36	0.35	0.23	0.17
1960	3.26	2.38	1.61	1.47	1.06	0.73	0.70	0.43	0.34	0.33	0.30	0.25	0.21
1961	3.12	2.44	1.99	1.80	1.62	1.47	1.28	0.92	0.69	0.57	0.51	0.49	0.42
1962	3.56	3.00	2.72	2.47	2.16	1.62	1.23	0.79	0.65	0.49	0.45	0.39	0.24
1963	3.30	2.63	2.55	2.29	1.57	1.37	1.16	0.86	0.82	0.32	0.23	0.28	0.15
1964	2.64	2.39	1.96	1.70	1.27	1.16	1.03	0.77	0.62	0.50	0.46	0.23	0.21
1965	2.20	2.00	1.90	1.77	1.35	1.04	0.80	0.69	0.47	0.22	0.17	0.18	0.11
1966	2.00	1.69	1.58	1.53	1.37	1.02	0.89	0.73	0.52	0.39	0.37	0.10	0.10
1967	2.66	1.95	1.57	1.50	1.54	1.46	1.28	0.90	0.71	0.43	0.37	0.30	0.27
1968	2.22	2.00	1.77	1.56	1.26	1.13	0.98	0.71	0.64	0.33	0.29	0.23	0.16
1969	3.18	2.46	2.21	2.08	1.44	1.33	1.11	0.84	0.65	0.56	0.52	0.47	0.16
1970	3.84	2.76	2.13	1.95	1.55	1.41	1.29	1.17	1.17	1.01	0.86	0.66	0.54
1971	2.10	1.95	1.95	1.94	1.69	1.57	1.26	0.86	0.65	0.58	0.32	0.26	0.19
1972	3.86	3.29	3.09	2.83	2.57	1.93	1.50	1.02	0.77	0.63	0.53	0.41	0.30
1973	2.48	2.21	2.09	1.93	1.54	1.15	1.05	0.78	0.63	0.53	0.40	0.26	0.24
1974	2.10	1.96	1.77	1.95	1.62	1.22	0.95	0.68	0.53	0.45	0.41	0.26	0.17
1975	2.00	1.96	1.75	1.83	1.48	1.23	1.28	0.91	0.61	0.56	0.47	0.39	0.19
1976	2.82	2.65	2.33	2.11	1.85	1.41	1.11	0.84	0.36	0.32	0.25	0.23	0.14
1977	3.14	0.79	0.40	2.96	2.63	2.12	1.74	1.20	0.90	0.73	0.62	0.47	0.36
1978	3.08	2.24	2.24	2.22	1.84	1.33	1.03	0.67	0.52	0.42	0.37	0.29	0.21
1979	2.96	2.60	2.05	1.28	1.47	1.12	0.97	0.73	0.61	0.64	0.60	0.29	0.41
1980	2.40	2.26	2.07	1.61	1.45	1.27	1.17	0.96	0.74	0.60	0.50	0.38	0.25
1983	2.10	2.00	2.00	2.00	2.00	1.45	1.14	0.86	0.58	0.56	0.47	0.37	0.25

Fuente: SNET, 2012.

Energía del Pacífico

ENERGÍA DEL PACÍFICO

LNG TO POWER PROJECT

MAPA DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS / PLUVIOMETRICAL STATION MAP

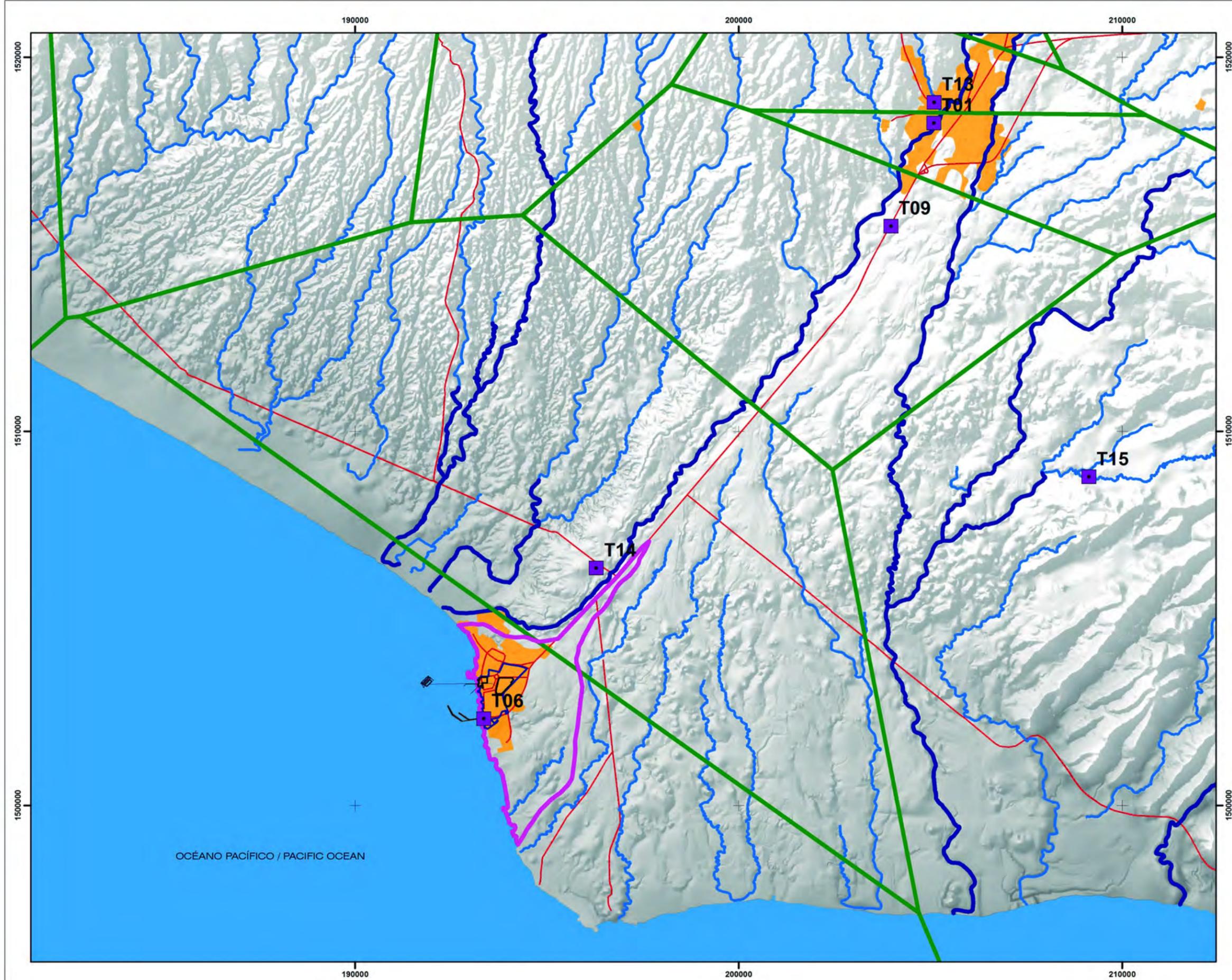
FIGURA 1.7 / FIGURE 1.7

- ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS / PLUVIOMETRICAL STATIONS
- RIOS PRINCIPALES / PRINCIPAL RIVERS
- RIOS SECUNDARIOS / SECONDARY RIVERS
- CARRETERA / ROAD
- POLÍGONOS DE THIESSEN / THIESSEN POLYGONS
- SUBCUENCA / SUBWATERSHED
- MICROCUENCAS / MICROWATERSHEDS
- SITIO DEL PROYECTO / PROJECT SITE
- ÁREAS URBANAS / URBAN AREAS
- TERRENO PROPIEDAD DE CEPA / CEPA PROPERTY



ELABORACIÓN PROPIA / OWN ELABORATION
 DATOS SIG DEL MARN ESCALA 1:25,000 /
 DATA GIS OF MARN SCALE 1:25,000

MAPA CREADO POR / MAP CREATED BY: NSCH
 MAPA REVISADO POR / MAP CHECKED BY: JMGR
 PROYECCIÓN DE MAPA / MAP PROJECTION: UTM ZONA 16 WGS84
 FILE / ARCHIVO:
 C:\ESTUDIO HIDROGEOLOGICO.ECO, DIBUJO 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS
 C:\HYDROGEOLOGICAL STUDY.ECO, DRAWING 1, EL SALVADOR\ECO INGENIEROS
 PROYECTO / PROJECT: 14-9114
 ESTADO / STATUS: FINAL
 FECHA / DATE: 3/12/2016



1.3 Marco Teórico

1.3.1 Fórmula Racional

Para el cálculo de caudal máximo, se utiliza el método racional, cuya fórmula es:

$$Q = 16.67 C.I.A \quad (\text{Ec. 1})$$

En donde:

Q: Caudal en m^3/s

C: Coeficiente de escorrentía con valores entre 0.1 y 1.0

A: Área tributaria en Km^2

I: Intensidad de lluvia en mm/min , para el período de retorno y tiempo de duración seleccionados.

La ecuación (2), se puede reescribir de la siguiente manera:

$$Q = C.I.A/60 \quad (\text{Ec. 2})$$

En donde:

Q: Caudal en L/s

C: Coeficiente de escorrentía con valores entre 0.1 y 1.0

A: Área tributaria en m^2

I: Intensidad de lluvia en mm/min , para el período de retorno y tiempo de duración seleccionados.

Los valores de C utilizados para la condición sin proyecto son los propuestos en el Art. V.14 Obras para el Control del Esguerrimiento Pluvial del Reglamento de la OPAMSS, pág. 109. En la tabla 1.3, se muestran los datos tomados del Reglamento de OPAMSS.

Descripción del Área	Coeficientes de escorrentía
Comercio	0.70-0.95
Residencial alta densidad	0.65-0.80
Residencial media densidad	0.40-0.60
Residencial baja densidad	0.30-0.50
Industrial más del 70% impermeable	0.60-0.90
Industrial hasta el 70% impermeable	0.50-0.80

Tabla 1.3 – Coeficientes de escorrentía de áreas urbanas	
Descripción del Área	Coeficientes de escorrentía
Parques y Cementerios	0.10-0.25
Parqueos Concreto	0.70-0.95
Parqueos Asfalto	0.80-0.95
Áreas Peatonales	0.75-0.85
Techos	0.75-0.95

Fuente: OPAMSS, 2010

1.3.2 Fórmula de Manning

Para el diseño de conductos que no trabajan a presión, como el cauce de las quebradas o tuberías de aguas lluvias, se utiliza la fórmula de Manning:

$$V = 1/n R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 3})$$

En donde:

- V: Velocidad
- R: Radio hidráulico = A_h/P_m
- S: Pendiente de la tubería
- A_h : Área hidráulica
- P_m : Perímetro mojado
- n: Coeficiente de rugosidad.

Otra expresión de la fórmula de Manning:

$$Q = 1/n A R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 4})$$

1.3.3 Ecuación de Continuidad

$$Q = A \times V \quad (\text{Ec. 5})$$

En donde:

- Q: Caudal
- A: Sección normal a la dirección del flujo
- V: Velocidad

1.4 Resultados

1.4.1 Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía (C) para el terreno sin proyecto se determinó con base en los valores de C propuestos en el Reglamento de la OPAMSS, (Tabla 1.4), el cual está en función del uso de suelos y el período de retorno, el cual es de 10 años, de acuerdo al mismo Reglamento, pág. 108. (OPAMSS, 2010).

El valor de C a utilizarse para las zonas verdes es de 0.25, para las zonas de concreto y techo 0.80 y los parqueos y rodajes de asfalto de 0.90. El área de las lagunas tendría un coeficiente de escorrentía de 1.00, ya que nada podría infiltrarse, pues el objetivo es retener el volumen generado.

El valor de C para el terreno sin proyecto se ha estimado en 0.50, considerando que no hay edificaciones y que el suelo lo cubre muy escasa vegetación.

En la Tabla 1.4, se muestra el valor de C para cada parte del proyecto.

Tabla 1.4 – Valor de C para el terreno con proyecto			
Descripción	Area (m²)	%	C
Subestación eléctrica	23,602.61	18.67	0.75
Edificio principal	21,019.53	16.63	0.80
Estacionamiento	702.39	0.56	0.90
Estructuras varias	1,819.26	1.44	0.75
Calles	5,700.26	4.51	0.90
Área de pozos	314.60	0.25	0.80
Estanques de retención (aproximado y pendiente de cálculo)	2,217.99	1.75	1.00
Área verde	21,717.42	17.18	0.25
Área de uso futuro	49,337.03	39.02	0.50
Totales	126,431.09	100%	

Fuente: Elaboración propia, 2016.

1.4.2 Determinación del Tiempo de Concentración

Uno de los parámetros de mayor incidencia en la estimación de Caudales Máximos Instantáneos es el Tiempo de Concentración, ya que los métodos hidrometeorológicos, comúnmente utilizados consideran que la duración de la tormenta de diseño es igual al tiempo de concentración y es en ese tiempo en donde

toda la cuenca o área en estudio aporta al escurrimiento superficial generado ante un evento meteorológico extremo.

Este parámetro está influenciado principalmente por el área de estudio, la longitud del recorrido y la diferencia de elevación del punto de análisis y el punto más elevado de la cuenca o área de estudio. La fórmula es la siguiente:

$$T_c = (0.87 L^3 / H)0.385 \quad (\text{Ec. 6})$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración, en horas

L = Longitud del cauce más largo, en Km.

H = Diferencia de elevaciones topográficas entre el punto más elevado de la cuenca y el punto de salida de la misma, en m

Luego, el valor del tiempo de concentración para el terreno del proyecto es:

$$T_c = [0.87 * 0.68^3 / (10)] 0.385$$

$$T_c = 0.25 \text{ horas}$$

$$T_c = 15 \text{ minutos}$$

La longitud de recorrido es de aproximadamente 680 m, desde el punto más elevado del terreno (29 msnm) hasta el sitio más bajo (19 msnm), en donde descargaría en el canal de CEPA.

1.4.3 Cálculo de Intensidades Máximas de Lluvia

El procedimiento para el cálculo de la intensidad máxima de lluvia en la microcuenca del área de estudio es el siguiente: Se realizó un ajuste de los datos de intensidades de lluvia de la Estación Acajutla (T-6), para la distribución probabilística de frecuencias de intensidades máximas utilizando el método Gumbel.

En este informe se ha utilizado un período de retorno de 10 años para el análisis del terreno, que es el recomendado para este tipo de proyecto, según el Art. V.14 del Reglamento a la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) y de los Municipios Aledaños (OPAMSS, 2010). El período de retorno de 10 años equivale a una probabilidad del 90%.

En la Figura 4.1, se muestran las curvas IDF, generadas para la Estación Acajutla (T-6).

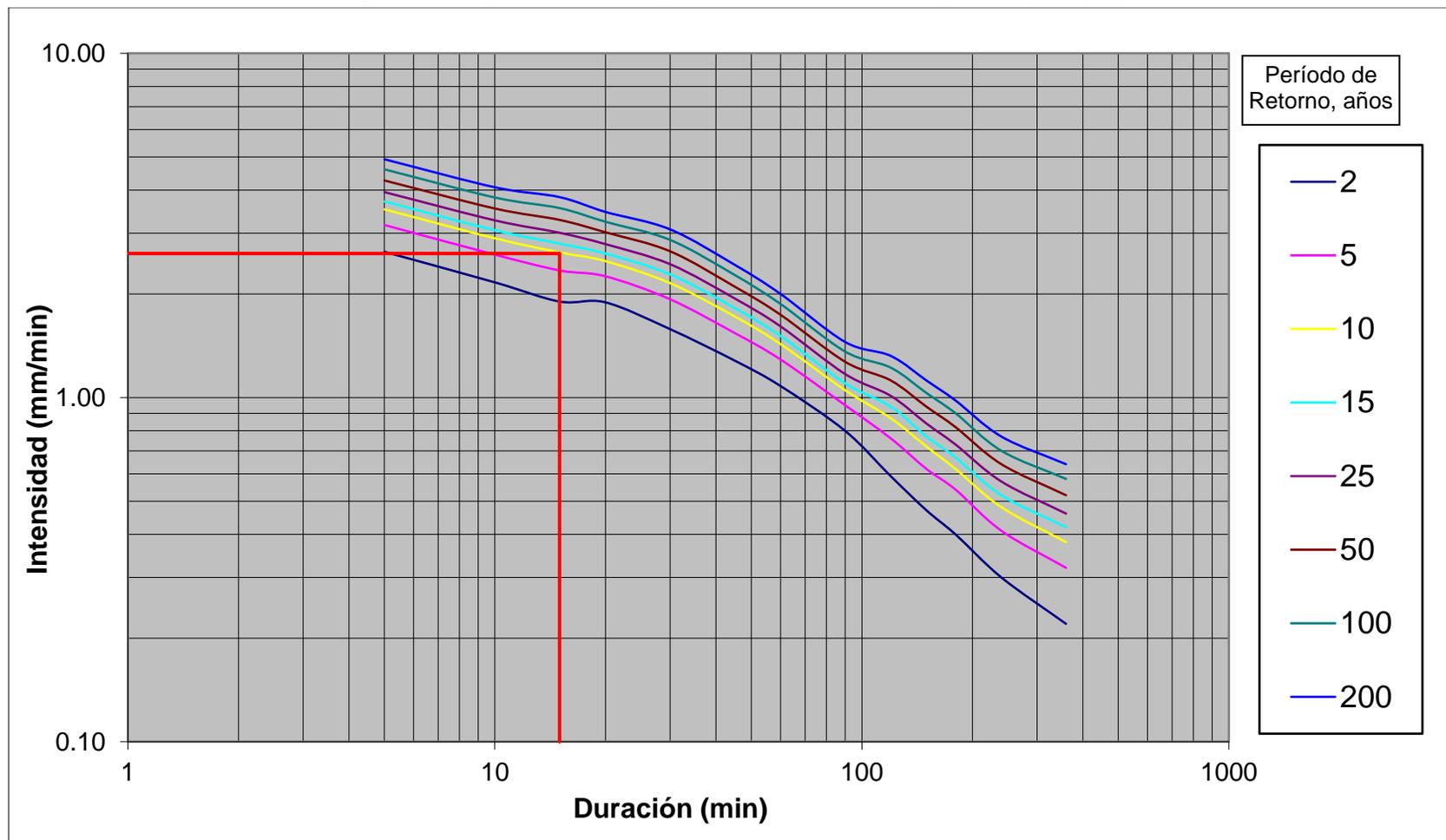
Se puede observar que se han trazado las curvas de intensidades máximas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 25 y 50 años. Las duraciones se pueden seleccionar entre 5 y 360 minutos, ya que ese es el rango de los registros históricos.

La duración de tormenta para el diseño de los drenajes pluviales de un proyecto urbanístico o parcelación habitacional, está en función del tiempo que tardaría el agua en recorrer el proyecto desde la parte más alta hasta la más baja, similar al tiempo de concentración. El tiempo de concentración para esos tipos de proyectos se suele tomar de 5 minutos, que es la duración de tormenta más pequeña para la cual se tiene información de intensidades máximas de lluvia; sin embargo, el tiempo de concentración para el proyecto es de 15 minutos, debido a la distancia de recorrido que es bastante larga.

La intensidad máxima de lluvia para una duración de tormenta de 15 minutos y un período de retorno de 10 años, se determinó con base en las curvas IDF, ver Figura 1.8.

La intensidad de lluvia para una duración de 15 minutos y un período de retorno de 10 años es de 2.62 mm/min.

Figura 1.8 – Ajuste Curvas IDF para la estación meteorológica Acajutla (T-6)



Fuente: Elaboración propia, 2016.

1.4.4 Dimensionamiento de las obras de detención con normativa salvadoreña

Para reducir el impacto hidrológico por la generación de caudales en el área del proyecto, es necesario construir obras de detención con capacidad de almacenar el volumen adicional a las condiciones sin proyecto.

De acuerdo a normativas de la OPAMSS para el desarrollo y ordenamiento territorial, todo proyecto que genere superficies impermeables y que se localice en zonas donde exista falta de capacidad en la infraestructura de drenaje de aguas lluvias, deberá poseer un dispositivo de control de escurrimiento del agua de origen pluvial, tal como los sistemas de detención o retención, que garanticen la condición de Impacto Hidrológico Cero (IHC). Estos dispositivos deberán instalarse dentro de los terrenos del proyecto como parte de sus redes de drenaje, antes de los puntos de descarga hacia el sistema público de alcantarillado de aguas lluvias o quebrada y deberán diseñarse para tormentas con períodos de retorno de diez años mínimo. Además, con el fin de cumplir con la condición de IHC, el propietario del proyecto deberá considerar dentro de sus diseños el reúso de las aguas lluvias, así como dispositivos que incluyan la infiltración, esto último siempre que la condición de materiales existentes en el inmueble lo permitan, para lo cual se deberá investigar las condiciones hidrogeológicas y realizar pruebas de infiltración del sitio, tomando en cuenta la calidad de las aguas que se pretenden infiltrar.

La responsabilidad por el mantenimiento de los dispositivos de control del escurrimiento pluvial corresponderá a los propietarios del proyecto.

1.4.5 Cálculo de Caudales

Se procedió a calcular el caudal sin proyecto, generado en el terreno, mediante la fórmula racional para un período de retorno de 10 años y una duración de tormenta de 15 minutos; el terreno era rústico y con poca vegetación, pero dentro de la zona industrial de Acajutla, por lo que se usó un valor de C de 0.50. La intensidad máxima de lluvia es de 2.62 mm/min. Los resultados se muestran a continuación:

Terreno sin proyecto

$$Q = CIA/60$$

$$Q = (0.50) (2.62 \text{ mm/min}) (126,431.09 \text{ m}^2) /60$$

$$Q = 2,760.41 \text{ L/s}$$

$$Q = 2.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los caudales en el terreno con proyecto se calcularán para una duración de lluvia de 15 minutos, con una intensidad máxima de lluvia de 2.62 mm/min, correspondiente a un periodo de retorno de 10 años. Ver tabla 1.5 y 1.6.

Terreno con proyecto

Tabla 1.5 – Valor de Q para el terreno con proyecto					
Descripción	Área, m ²	C	i, mm/min	Q, L/s	Q, m ³ /s
Subestación eléctrica	23,602.61	0.75	2.62	772.98	0.77
Edificio principal	21,019.53	0.80	2.62	643.57	0.64
Estacionamiento	702.39	0.90	2.62	196.50	0.20
Estructuras varias	1,819.26	0.75	2.62	266.42	0.27
Calles	5,700.26	0.90	2.62	288.90	0.29
Área de pozos	314.60	0.80	2.62	77.96	0.08
Estanques de retención (pendiente de cálculo)	2,217.99	1.00	2.62	305.67	0.31
Área verde	21,717.42	0.25	2.62	597.008	0.597
Uso futuro	49,337.03	0.50	2.62	1077.19	1.07
Total	126,431.09			3240	3.24

Fuente: Elaboración propia, 2016.

De lo anterior se tiene que:

Caudal con proyecto = 3.24 m³/s

Caudal sin proyecto = 2.76 m³/s

Diferencia = 0.48 m³/s

Tabla 1.6 – Valor de Q para el terreno antes y después del proyecto			
Caudales	Antes del proyecto	Después del proyecto	Diferencia
Subestación eléctrica	0.51 m ³ /s	0.77 m ³ /s	0.26 m ³ /s
Resto del terreno sin considerar la subestación eléctrica	2.25 m ³ /s	2.47 m ³ /s	0.22 m ³ /s

Fuente: Elaboración propia, 2016.

1.4.6 Dimensionamiento de las obras de detención

Cálculo del volumen mínimo del estanque para la subestación eléctrica

Para el cálculo del volumen, se estimó un tiempo de lluvia de 15 minutos de duración. Por lo tanto:

$$Valm = QAlm * t$$

Valm : Volumen a almacenar (m³)

QAlm : Caudal de almacenamiento (m³/s)

t : Tiempo de duración (min)

$$Valm = 0.26 \text{ m}^3/\text{s} * 15 \text{ min} * 60 \text{ s/min}$$

$$V_{Alm} = 234 \text{ m}^3$$

Cálculo de la profundidad

Con el área seleccionada y el volumen a almacenar, se hizo el cálculo de la profundidad del estanque (h) sin tener en cuenta el borde libre.

$$h_{Alm} = \frac{V_{Alm}}{A_{seleccionada}}$$

$A_{seleccionada}$: Área seleccionada

V_{Alm} : Volumen de almacenamiento (m^3)

Esta profundidad puede variar de acuerdo con el diseño geométrico del tanque y con las condiciones estructurales de diseño, o en caso de que se vaya a utilizar sólo parte del área seleccionada. Se ha considerado un área inicial de 10 x 20 m

$$h_{Alm} = \frac{234 \text{ m}^3}{200 \text{ m}^2}$$

$$h_{Alm} = 1.17 \text{ m}$$

Dimensionamiento del estanque

Para la subestación eléctrica, la cisterna de detención tendría una capacidad total de retención de 234 m^3 , con dimensiones internas del estanque rectangular de 10 x 20 m en la base x 1.17 m de altura. Esta podrá ser de concreto armado con tapadera circular de HoFo de inspección para su mantenimiento y estará ubicada en la parte más baja, al sur del terreno.

Cálculo del volumen mínimo del estanque para el resto del terreno sin la subestación eléctrica

Para el cálculo del volumen, se estimó un tiempo de lluvia de 15 minutos de duración. Por lo tanto:

$$V_{alm} = Q_{Alm} * t$$

V_{alm} : Volumen a almacenar (m^3)

Q_{Alm} : Caudal de almacenamiento (m^3/s)

t : Tiempo de duración (min)

$$V_{alm} = 0.22 \text{ m}^3/\text{s} * 15 \text{ min} * 60 \text{ s/min}$$

$$V_{alm} = 198 \text{ m}^3$$

Cálculo de la profundidad

Con el área seleccionada y el volumen a almacenar, se hizo el cálculo de la profundidad del estanque (h) sin tener en cuenta el borde libre.

$$h_{Alm} = \frac{V_{Alm}}{A_{seleccionada}}$$

$A_{seleccionada}$: Área seleccionada

V_{Alm} : Volumen de almacenamiento (m^3)

Esta profundidad puede variar de acuerdo con el diseño geométrico del tanque y con las condiciones estructurales de diseño, o en caso de que se vaya a utilizar sólo parte del área seleccionada. Se ha considerado un área inicial de 10 x 10 m

$$h_{Aim} = \frac{198 \text{ m}^3}{100 \text{ m}^2}$$

$$h_{Aim} = 1.98 \text{ m}$$

Dimensionamiento del estanque

Para el resto del terreno sin contar la subestación eléctrica, la cisterna de detención tendría una capacidad total de retención de 234 m³, con dimensiones internas del estanque rectangular de 10 x 10 m en la base x 1.98 m de altura. Esta podrá ser de concreto armado con tapadera circular de HoFo de inspección para su mantenimiento y estará ubicada en la parte más baja, al sur del terreno.

1.4.7 Dimensionamiento de las Obras de Detención con Normativas USA

Las normativas de USA requieren calcular los caudales máximos con datos de cantidad de lluvia máxima diaria para el período de retorno de 100 años (UDFCD.org). Se analizaron los datos de lluvia diaria de la Estación Acajutla (T-6), con una serie de datos históricos de lluvia diaria de 41 años. Ver Tabla 1.7.

Tabla 1.7 – Datos Históricos de Lluvia Diaria Máxima en mm. Estación Acajutla (T-6)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MÁX. ANUAL
1971	2.4	0.0	0.6	0.9	44.2	39.7	64.4	84.7	85.6	61.7	64.0	5.6	85.6
1972	0.2	6.1	1.3	22.0	47.4	33.5	95.3	128.2	97.8	80.1	47.8	36.5	128.2
1973	0.0		0.0		55.5		95.6	170.6	96.7	39.0	15.6	0.5	170.6
1974	0.3	0.0	23.7	12.7	52.7	58.2	35.3	23.6	162.4	28.0	0.0	0.0	162.4
1975	23.0	2.8	0.0	0.2	9.2	27.0	14.8	52.1	92.1	86.2	65.0	0.0	92.1
1976	0.0	0.0	0.7		42.4	78.0	46.2	46.7	69.2	33.8	25.3	0.0	78.0
1977		0.0	0.0	37.2	36.1	126.0	36.9	34.2	46.9	49.1	42.1	0.6	126.0
1978		0.0	1.9	37.8	33.6	166.4	66.3	77.6	84.4	11.7	5.9	16.7	166.4
1979	0.0	0.0	36.2	57.8	21.7	38.0	54.0	56.8	179.1	0.0	17.2	0.1	179.1
1980	18.2	0.0	0.0	9.3	67.6	82.4	98.5	105.1	62.5	62.4	0.0	0.0	105.1
1981	0.0	0.0	58.0	10.7	38.6	109.1	56.1	102.2	51.2	59.0	10.0	1.6	109.1
1982	0.0	0.5	4.3	26.1	75.6	88.5	47.5	60.3	173.5	128.0	18.6	1.1	173.5
1983	0.0	6.0	17.4	16.0	87.0	45.5	41.3	25.8	94.5	39.2	33.5	15.5	94.5
1984	0.0	1.2	0.0	14.2	109.8	80.3	47.8	51.1	112.8	38.2	0.0	0.0	112.8
1985	0.0	0.0	67.2	31.7	82.8	32.4	56.6	58.4	95.1	54.0	181.5	0.0	181.5
1986	0.0				171.3	76.7	45.3		44.0	52.4	22.8	0.4	171.3

Tabla 1.7 – Datos Históricos de Lluvia Diaria Máxima en mm. Estación Acajutla (T-6)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MÁX. ANUAL
1987	0.0	0.0									2.3		
1988	0.0		0.1	4.5	120.0	56.9	75.8	97.3	84.9	217.5	0.0		217.5
1989	0.7		0.0	6.4	83.7	71.6	90.1	62.0	106.4	34.5	4.9	0.7	106.4
1990	6.4	0.0	9.6	108.9	26.8	73.3	43.4	166.9	38.8	66.3			166.9
1991	0.0	0.0	6.6	30.3	19.7	85.3	42.0	33.6	82.5			39.5	85.3
1992	0.5	0.0	4.6	27.4	27.5	25.7	56.4	26.4	54.0	23.0	19.8	13.0	56.4
1993	0.8	0.0	0.7	40.4	35.0	116.8	91.0	29.6	243.0	45.7	7.8	0.0	243.0
1994	0.1	0.2	0.8	5.7	74.4	32.2	30.3	66.1	52.8	91.0	5.2	0.0	91.0
1995	0.0	0.0	1.6	115.3	24.5	153.5	56.8	67.0	85.7	55.3	1.3	6.3	153.5
1996	2.3	0.0	0.0	54.9	76.2	22.0	192.7	59.0	103.1	94.0	18.7	0.0	192.7
1997	0.0	0.2	0.4	11.2	42.8	72.5	43.6	41.6	114.3	144.4	58.7	2.0	144.4
1998	0.0	0.6	0.0	0.0	61.9	30.9	117.0	28.2	69.3	142.5	236.7	2.9	236.7
1999	1.5	1.0	6.4	11.6	48.8	57.3	64.5	64.5	110.3	64.5	9.9	5.3	110.3
2000	0.0	0.0	0.7	38.9	55.8	42.1	62.4	47.7	55.2	131.4	54.0	0.0	131.4
2001	2.5	0.0	0.1	7.3	43.9	101.0	45.9	96.3	144.0	19.6	1.2	9.4	144.0
2002	0.0	0.0	0.0	21.8	72.4	92.0	70.6	70.4	75.2	25.1	35.1	0.0	92.0
2003	0.0	0.0	3.7	17.6	45.5	190.6	55.2	21.0	28.5		0.0	12.7	190.6
2004	0.0	6.5	3.5	82.2	43.4	40.0	55.6	67.8	50.1	21.4	21.7	0.0	82.2
2005	0.0	0.0	1.3	5.0	65.3	104.7	75.4	47.4	102.8	170.1	4.1	0.1	170.1
2006	0.5	0.0	0.0	95.6	61.3	101.2	61.5	39.7	57.5	77.1	43.3	22.9	101.2
2007	0.0	0.0	33.8	16.4	80.9	31.5	86.5	57.4	61.5	131.2	20.1	0.0	131.2
2008	0.4	31.0	13.7	7.4	70.0	183.7	65.6	52.6	86.4	46.2	0.0	0.0	183.7
2009	1.2	0.0	0.0	6.0	59.9	69.9	57.2	33.8	26.2	17.3	53.3	8.8	69.9
2010	0.0	0.3	0.0	33.6	144.9	162.6	97.7	56.5	107.7	5.5	1.6	0.0	162.6
2011	0.3	1.0	3.5	13.0	25.1	97.5	97.4	48.7	61.4	236.9	2.1	0.0	236.9

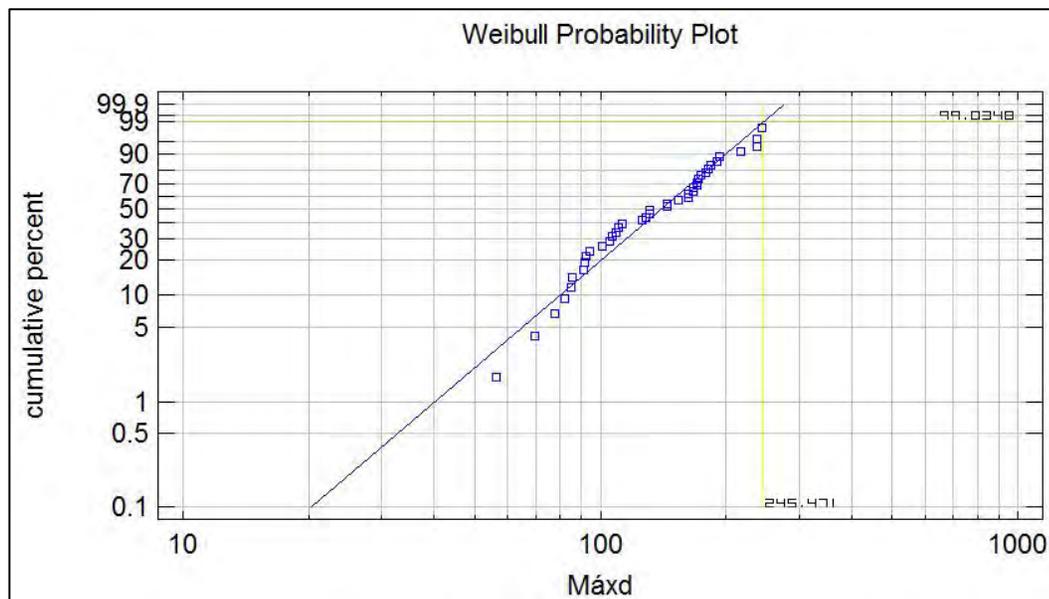
Fuente: MARN, 2012.

Se dio tratamiento a los datos de lluvia máxima de 24 horas con el software Statgraphics, para buscar la ley de frecuencia que mejor describe su comportamiento, determinándose que la ley probabilística que mejor describe los datos es la Distribución Weibull, las otras leyes analizadas fueron las siguientes: Normal, Lognormal, Extreme Value, Exponencial y Logistic.

El período de retorno de 100 años corresponde a una probabilidad de 99 %. En la Figura 1.9 se muestra el gráfico de ajuste de los datos de precipitación máxima diaria, así como el valor correspondiente a una probabilidad del 99%.

En este caso se ha trabajado con los datos de cantidad de lluvia, pero la intensidad se puede obtener dividiendo la cantidad de lluvia entre la duración de tormenta considerada, es decir entre 24 horas ó 1440 minutos.

Figura 1.9 – Lluvia máxima (mm) para una duración de 24 horas en la Estación Acajutla (T-6)



Período de Retorno: T = 100 años. (Fuente: Elaboración propia, 2016).

La cantidad de lluvia máxima diaria (24 horas) para un período de retorno de 100 años (Probabilidad = 99%) es de 245.47 mm.

La metodología empleada para el dimensionamiento de las obras de detención requiere que se trabaje con valores de intensidad máxima en mm/min, por lo que la cantidad de lluvia expresada como intensidad de lluvia se obtiene de la siguiente manera:

$$I_{\text{máx.d}} = P_{\text{máx.d}}/D$$

Donde:

$I_{\text{máx.d}}$: Intensidad de lluvia máxima diaria, mm/min
 $P_{\text{máx.d}}$: Cantidad de lluvia máxima diaria, mm
D: Duración de tormenta, min.

$$I_{\text{máx.d}} = 245.47 \text{ mm}/1440 \text{ min} = 0.17 \text{ mm}/\text{min}.$$

1.4.8 Cálculo de Caudales

Se procedió a calcular el caudal sin proyecto, generado en el terreno, mediante la fórmula racional para un período de retorno de 100 años y una duración de tormenta de 24 horas; el terreno era rústico y con poca

vegetación, pero dentro de la zona industrial de Acajutla, por lo que se usó un valor de C de 0.50. La intensidad máxima de lluvia es de 0.17 mm/min. Los resultados se muestran a continuación:

Terreno sin proyecto

$$Q = CIA/60$$

$$Q = (0.50) (0.17 \text{ mm/min}) (126,431.09 \text{ m}^2) /60$$

$$Q = 179.11 \text{ L/s}$$

$$Q = 0.179 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los caudales en el terreno con proyecto se calcularán para la misma duración de lluvia de 24 horas, con una intensidad máxima de lluvia de 0.17 mm/min, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

Terreno con proyecto

En la tabla 1.9 se presenta el cálculo del terreno con proyecto.

Tabla 1.8 – Calculo de caudales terreno con proyecto					
Descripción	Área, m ²	C	i, mm/min	Q, L/s	Q, m ³ /s
Subestación eléctrica	23,602.61	0.75	0.17	50.16	0.050
Edificio principal	21,019.53	0.80	0.17	47.64	0.048
Estacionamiento	702.39	0.90	0.17	1.79	0.002
Estructuras varias	1,819.26	0.75	0.17	3.87	0.004
Calles	5,700.26	0.90	0.17	14.54	0.015
Área de pozos	314.6	0.80	0.17	0.71	0.001
Estanques de retención (pendiente de cálculo)	2,217.99	1.00	0.17	6.28	0.006
Área verde	21,717.42	0.25	0.17	15.38	0.015
Uso futuro	49,337.03	0.50	0.17	69.89	0.070
Totales	126,431.09			210.27	0.210

Fuente: Elaboración propia, 2016.

De lo anterior se tiene que:

Caudal con proyecto = 0.210 m³/s

Caudal sin proyecto = 0.179 m³/s

Diferencia = 0.031 m³/s

1.4.9 Dimensionamiento de la Obras de Detención con normativas internacionales

Para reducir el impacto hidrológico por la generación de caudales en el área del proyecto, es necesario construir obras de detención con capacidad de almacenar el volumen adicional a las condiciones sin proyecto.

El estanque o laguna de detención se dimensionará para un caudal $Q = 0.031 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cálculo del volumen mínimo del estanque

Para el cálculo del volumen, se estimó un tiempo de lluvia de 15 minutos de duración. Por lo tanto:

$$\text{Valm} = \text{QAlm} * t$$

Valm : Volumen a almacenar (m^3)

QAlm : Caudal de almacenamiento (m^3/s)

t : Tiempo de duración (min)

$$\text{Valm} = 0.031 \text{ m}^3/\text{s} * 1440 \text{ min} * 60 \text{ s}/\text{min}$$

$$\text{Valm} = 2,678.40 \text{ m}^3$$

Cálculo de la profundidad

Con el área seleccionada y el volumen a almacenar, se hizo el cálculo de la profundidad del estanque (h) sin tener en cuenta el borde libre.

$$h\text{Alm} = \frac{\text{VALm}}{\text{Aseleccionada}}$$

Aseleccionada: Área seleccionada

VALm: Volumen de almacenamiento (m^3)

Esta profundidad puede variar de acuerdo con el diseño geométrico del tanque y con las condiciones estructurales de diseño, o en caso de que se vaya a utilizar sólo parte del área seleccionada. Se ha considerado un área inicial de 30 m x 55 m

$$h\text{Alm} = \frac{2,678.40 \text{ m}^3}{1,650 \text{ m}^2}$$

$$h\text{Alm} = 1.62 \text{ m}$$

Dimensionamiento del estanque

El estanque o laguna de detención tendría una capacidad total de retención mínima de 1,987.2 m^3 , con dimensiones internas del estanque rectangular de 30 m x 55 m en la base x 1.62 m de altura. Esta estructura es bastante grande, por lo que no se recomienda que sea de concreto, es preferible que sea más bien una laguna excavada en el terreno, con paredes inclinadas, cuyo ángulo dependerá del ángulo de

fricción interna que se determine en los estudios de suelos y estará ubicada en la parte más baja, al sur del terreno.

Queda comprobado que esta estructura de detención cumpliría sobradamente los requerimientos de las normativas nacionales, por lo que se procederá a su dimensionamiento definitivo para cumplir con las normativas de USA.

Debido a la topografía bastante plan del terreno, cualquier estructura de detención de aguas lluvias requerirá de bombeo para descargar los flujos de manera controlada al sistema de drenaje de CEPA, de tal manera que se cumplirá el criterio de Impacto Hidrológico Cero.

Por condiciones prácticas para el mantenimiento de la estructura, la profundidad total no deberá ser mayor que 2.50 m. Además, para garantizar la retención del volumen antes calculado, deberá automatizarse el bombeo para que inicie con una altura de columna de agua a determinar.

El estanque deberá tener una cámara de retención de sólidos de las siguientes medidas: 0.60 x 35.00 m de base (es decir a todo lo ancho del estanque) y una profundidad de 0.60 m, la cual estará ubicada justo debajo de la tubería de entrada al estanque, esto garantizará que sólidos grandes se retengan en dicha trampa.

Por requerimientos prácticos de operación, **se independizará el área de la subestación eléctrica**, es decir se determinarán las dimensiones del tanque o laguna de detención para dicha área. El volumen así determinado se sustraerá al volumen total calculado de 2,678.40 m³.

Terreno de subestación sin proyecto

$$Q = CIA/60$$

$$Q = (0.50) (0.17 \text{ mm/min}) (23,602.61 \text{ m}^2) /60$$

$$Q = 33.44 \text{ L/s}$$

$$Q = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$$

Terreno de subestación con proyecto

$$Q = CIA/60$$

$$Q = (0.75) (0.17 \text{ mm/min}) (23,602.61 \text{ m}^2) /60$$

$$Q = 50.16 \text{ L/s}$$

$$Q = 0.050 \text{ m}^3/\text{s}$$

De lo anterior se tiene que:

- Caudal del terreno de subestación con proyecto = 0.050 m³/s
- Caudal del terreno de subestación sin proyecto = 0.033 m³/s

En la condición con proyecto, el área de la subestación contribuye en un 24% al caudal total, mientras que, en la condición sin proyecto, contribuye en un 18% al caudal total, de lo que se deduce que el área de la subestación eléctrica contribuye con un 6% en el aumento del caudal debido al desarrollo del proyecto.

Para que la medida de impacto hidrológico cero esté del lado de la seguridad, se sustraerá un 5% del volumen total de la laguna del proyecto, mientras que la laguna que regulará los flujos provenientes del terreno de la subestación se determinará en el 10% del volumen total, quedando las dimensiones globales así: Volumen de laguna del resto del proyecto = 2,544.48 m³.

Volumen de laguna de la subestación = 267.84 m³.

Las dimensiones de las lagunas serían entonces: Laguna del proyecto con dimensiones efectivas de 24 m x 60 m en la base y una altura de 1.80 m; Laguna de la subestación con dimensiones efectivas de 10 m x 15 m en la base y una altura de 1.80 m.

1.4.10 Diseño del Sistema de Bombeo

La bomba requerida por el proyecto puede ser del tipo sumergible, debido a las condiciones de operación y su ubicación dentro de la estructura de detención.

Bombas sumergibles

Son equipos que tienen la bomba y motor acoplados en forma compacta, de modo que ambos funcionan sumergidos en el punto de captación.

Estas bombas tienen la desventaja de poseer eficiencias relativamente bajas, por lo cual, aun cuando su costo puede ser relativamente bajo, el costo de operación es elevado por su alto consumo de energía (véase la Figura 1.10).

Otra desventaja es que, al estar el motor y la bomba sumergidos, no existe forma de llegar a ellos cuando están instalados, en otras palabras, la unidad no es susceptible de recibir mantenimiento sin paralizar el bombeo.

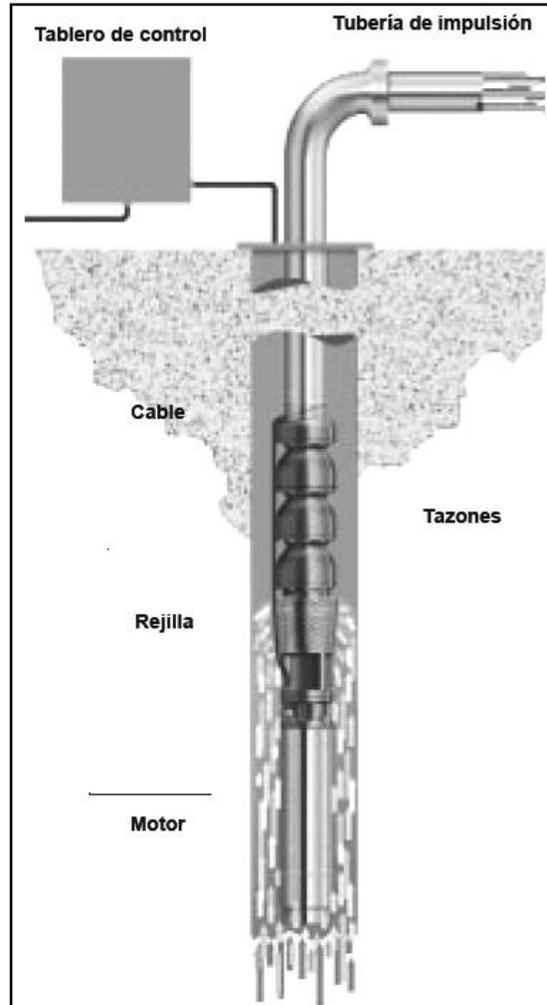
Los motores sumergibles están concebidos con velocidades de operación altas y son máquinas muy rígidas con respecto a la misma, no es factible hacer regulaciones durante la operación para variar la velocidad.

Determinación de la curva del sistema

Con la información obtenida en la etapa de levantamiento de datos se debe consultar la curva característica del sistema, la cual representará la altura de la carga total que deben vencer las bombas funcionando a los diversos caudales del proyecto. La curva del sistema es la representación gráfica de la

suma de la altura estática, las pérdidas por fricción y las pérdidas singulares del sistema con respecto al caudal.

Figura 1.10 – Esquema típico de Bombas sumergibles



Fuente: Guía para el diseño de instalaciones de agua potable, OPS

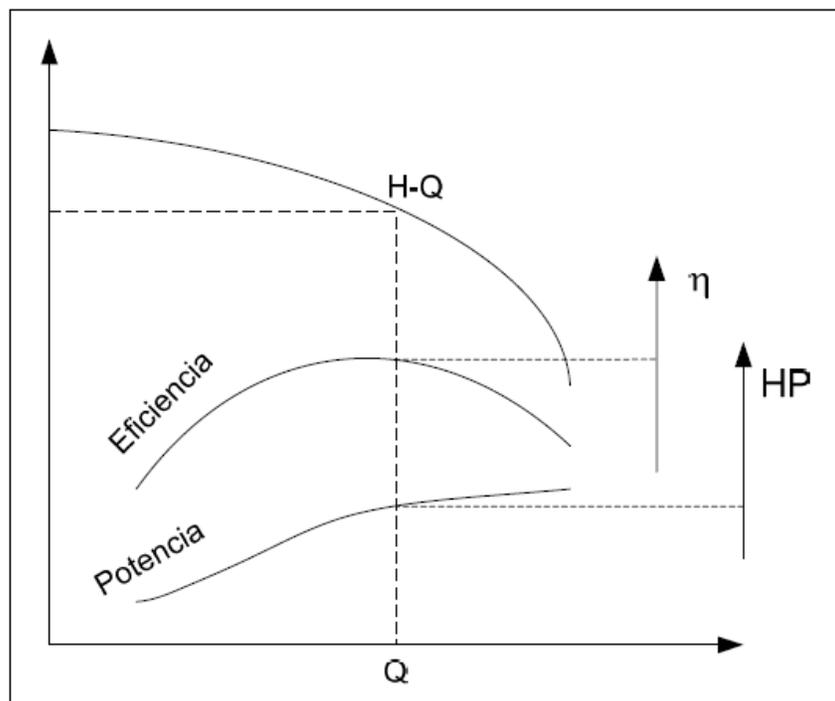
Curvas características de las bombas hidráulicas

Las características de funcionamiento de una bomba centrífuga se representan mediante una serie de curvas en un gráfico de coordenada caudal - altura (Q-H); caudal presión (Q-P) y caudal - eficiencia (Q- η). A cualquier punto Q_x le corresponde un valor en las coordenadas H_x , P_x y η_x (véase la Figura 1.11).

Cada curva corresponde a una determinada velocidad de rotación y un diámetro de impulsor. La curva característica representa el comportamiento de la bomba bajo diferentes condiciones de trabajo, las

cuales son definidas por la altura total del sistema contra el cual está trabajando, es decir, por el punto de intersección de las curvas de la bomba y del sistema.

Figura 1.11 – Curvas características de las bombas hidráulicas



Fuente: Guía para el diseño de instalaciones de agua potable, OPS

Potencia del equipo de bombeo

El cálculo de la potencia de la bomba y del motor debe realizarse con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b H_b}{76\eta}$$

Donde:

P_b = Potencia de la bomba y del motor (HP).

Q_b = Caudal de bombeo (l/s).

H_b = Altura manométrica total (m).

η = Eficiencia del sistema de bombeo, η = η_{motor} * η_{bomba}

Los datos requeridos son: caudal de descarga y altura dinámica total. El caudal de entrada es de 23 L/s, por lo que el caudal de salida podría definirse en 11.5 L/s, o sea la mitad, con lo cual el tiempo de vaciado

se duplicaría (48 horas); la altura dinámica total se obtiene por la diferencia de cotas topográficas desde el punto más bajo de succión hasta el punto de entrega o descarga del caudal, el cual se ha estimado en 5 metros máximo, incluyendo pérdidas por fricción.

Luego la potencia requerida, considerando una eficiencia del 70% sería:

$$P_b = \frac{11.5 \text{ L/s} * 5 \text{ m}}{76 * 0.70} = 1.08 \text{ HP} \approx 1.1 \text{ HP}$$

Debe consultarse al proveedor o fabricante, sobre las curvas características de cada bomba y motor para conocer sus capacidades y rendimientos reales. La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia (η) mayor a 70%.

Número de unidades de bombeo: 2

Depende del caudal de bombeo y de sus variaciones, además, de la necesidad de contar con equipos de reserva para atender situaciones de emergencia. En situaciones donde se requiere solo un equipo de bombeo, es recomendable instalar uno idéntico de reserva, estableciendo un coeficiente de seguridad del 200%.

Tipo de bomba

Se solicitaron cotizaciones de bombas para las condiciones de operación del sistema de detención de aguas lluvias, varios de los proveedores recomiendan las bombas sumergibles para aguas residuales (Ver Figura 1.12), ya que tienen capacidad de manejar sólidos de 1" a 2". La potencia varía dependiendo del modelo, por lo que debe escogerse la que proporcione mayor eficiencia, para reducir costos de operación. La tubería de descarga será del mismo diámetro de la bomba, 2" ó 3", según la que se seleccione. Esta tubería se extenderá desde los estanques de detención hasta el canal de CEPA, sobre el Boulevard Coronel Oscar Osorio.

Figura 1.12 – Bomba sumergible para aguas residuales



Fuente: <http://www.guimun.com/ecuador/negocios/2349/incopartes-sa-bombas-de-agua-industriales-guayaquil>

1.5 Estudio Hidráulico Revisión Canaleta CEPA

Para determinar la duración de la tormenta a utilizar en los cálculos de caudales, se utilizó el método de Kirpich, el cual se aplica a pequeñas y medianas cuencas, para determinar el tiempo de concentración, o sea el tiempo que tarda la lluvia en su recorrido desde el punto más alejado de la cuenca hasta el área del proyecto.

Para el cálculo del tiempo de concentración se requieren los datos de altura máxima y mínima del cauce principal de las microcuencas, así como su longitud. Los datos de las dos microcuencas mayores que drenan hacia el canal madre se anotan a continuación:

Microcuenca que pasa por el área del proyecto

Altura mínima: 19.19
Altura máxima: 31.94 m
Longitud del cauce: 810.42 m
Área: 195550.39 m²
Tc: 16.7 minutos

Se utilizará una duración de 15 minutos

Microcuenca mayor

Altura mínima: 18.32 m

Altura máxima: 37.12 m

Longitud del cauce: 1,688.65 m

Área: 314287.67 m²

Tc: 33.6 minutos

Se utilizará una duración de 30 minutos

En el caso del terreno y las microcuencas más pequeñas, por tener un área muy reducida se utilizará para los cálculos de caudal máximo una duración de tormenta de 5 minutos.

1.5.1 Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía (C) para el terreno (Tabla 1.10) se determinó con base en los valores de C propuestos por Ven Te Chow (Tabla 1.12), el cual está en función del uso de suelos, área, pendientes y el período de retorno.

Tabla 1.9 – Cálculo del coeficiente de escorrentía del terreno del proyecto construido									
Usos del Suelo	Área m ²	% Área	Área por rangos de Pendientes			C1	C2	C3	Σ [Ci x Ai]
			0 - 2 %	2 - 7 %	> 7 %	(0-2%)	(2-7%)	(>7%)	
Áreas Construidas	30,300.66	23.97%	30300.66	0.00	0.00	0.83	0.83	0.83	25,149.55
Áreas de Circulación	11,390.74	9.01%	11390.74	0.00	0.00	0.81	0.81	0.81	9,226.50
Áreas Verdes	84,739.69	67.02%	84739.69	0.00	0.00	0.34	0.34	0.34	28,811.49
TOTALES	126,431.09	100.00%	126431.09	0.00	0.00				63,187.54

Fuente: Elaboración Propia.

El valor de C se pondera de acuerdo a las áreas, así:

$$C = \frac{\sum (C_i * A_i)}{\sum A_i}$$

$$\sum A_i = 126,431.09 \text{ m}^2$$

$$C = 63,187.54 / 126,431.09 = \mathbf{0.50}$$

$$\mathbf{C = 0.50}$$

El coeficiente de escorrentía (C) para el área de microcuencas con proyecto (Tabla 1.11) se determinó con base en los valores de C propuestos por Ven Te Chow (Tabla 1.12), el cual está en función del uso de suelos, área, pendientes y el período de retorno. Véase los Mapas de Drenaje, Usos de Suelo y Pendientes.

Tabla 1.10 – Cálculo del coeficiente de escorrentía del terreno del proyecto actualmente									
Usos del Suelo	Área m ²	% Area	Área por rangos de Pendientes			C1	C2	C3	Σ [Ci x Ai]
			0 - 2 %	2 - 7 %	> 7 %	(0-2%)	(2-7%)	(>7%)	
Pastos Naturales	99,743.63	78.89%	19636.79	80106.84	0.00	0.30	0.38	0.42	36,331.64
Tejido Urbano Continuo	9,433.90	7.46%	5259.514	4174.389	0.00	0.83	0.83	0.83	7,830.14
Zonas Portuarias	17,253.56	13.65%	8697.915	8555.643	0.00	0.81	0.81	0.81	13,975.38
TOTALES	126,431.09	100.00%	33594.22	92836.87	0.00				58,137.16

Fuente: Elaboración Propia.

El valor de C se pondera de acuerdo a las áreas, así:

$$C = \frac{\sum (C_i \cdot A_i)}{\sum A_i}$$

$$\sum A_i = 126,431.09 \text{ m}^2$$

$$C = 58,137.16 / 126,431.09 = 0.46$$

C = 0.46

Para el cálculo de los caudales en el proyecto se aplicará el coeficiente de 0.46 para el cálculo dentro del terreno sin proyecto, considerando que se instalarán los estanques de detención. El cálculo de los caudales en condición sin proyecto se realizará con el coeficiente de 0.59 para el área total de las microcuencas que pasan por el terreno en estudio.

Tabla 1.11 –Coeficientes de escorrentía para diferentes usos de suelo, pendientes y período de retorno

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</i>							
<i>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
<i>Área de cultivos</i>							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<i>Pastizales</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Bosques</i>							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Ven Te Chow, 1994

1.5.2 Cálculo de Intensidades Máximas de Lluvia

El procedimiento para el cálculo de la intensidad máxima de lluvia en el área de estudio es el siguiente: Se realizó un ajuste de los datos de intensidades de lluvia de la estación de Acajutla (T-6). Para la distribución probabilística de frecuencias de intensidades máximas utilizando el método Gumbel.

En este informe se ha utilizado un período de retorno de 10 años, que equivale a una probabilidad del 90%, considerando la importancia del tipo de proyecto a desarrollarse.

La intensidad de lluvia para una duración de 5 minutos y un período de retorno de 10 años es de 3.52 mm/min, para todo el terreno y las microcuencas de áreas muy pequeñas.

La intensidad de lluvia para una duración de 15 minutos y un período de retorno de 10 años es de 2.62 mm/min, para la microcuenca que contiene el área del proyecto.

La intensidad de lluvia para una duración de 30 minutos y un período de retorno de 10 años es de 2.12 mm/min, para la microcuenca mayor.

En la Figura 1.7 se muestran las curvas IDF, generadas para la estación Acajutla (T-6).

Se puede observar que se han trazado las curvas de intensidades máximas para períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 25, 50, y 100 años. Las duraciones se pueden seleccionar entre 2 y 360 minutos, ya que ese es el rango de los registros históricos.

1.5.3 Cálculo de Caudales

Terreno sin proyecto

Se procedió a calcular los caudales máximos, generados dentro del terreno sin proyecto, mediante la fórmula racional para un período de retorno de 10 años, los resultados se muestran a continuación:

$$\begin{aligned} Q &= CIA/60 \\ &= (0.46 \times 3.52 \times 126,431.09)/60 = 3,411.95 \text{ L/s} \\ &= 3.41 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

El área del terreno por tener actualmente en su mayoría uso portuario, urbano y de pastizales, las áreas impermeabilizadas por el proyecto no generarán una escorrentía muy grande. El caudal adicional que generará el proyecto es de 0.30 m³/s.

Microcuencas sin proyecto

A continuación, se procedió a calcular los caudales máximos, generados dentro de las microcuencas sin el proyecto, mediante la fórmula racional para un período de retorno de 10 años:

Microcuenca que contiene el proyecto

$$= (0.59 \times 2.62 \times 195,550.39)/60 = 5038.03 \text{ L/s} = 5.038 \text{ m}^3/\text{s}$$

Microcuenca mayor

$$= (0.59 \times 2.12 \times 314,287.67)/60 = 6551.85 \text{ L/s} = 6.552 \text{ m}^3/\text{s}$$

Microcuencas menores

$$= (0.59 \times 3.52 \times 70,056.86)/60 = 2,424.90 \text{ L/s} = 2.425 \text{ m}^3/\text{s}$$

Todas las microcuencas que drenan al canal madre, sin proyecto, generan un caudal de 14.015 m³/s.

Conociendo el caudal máximo, se puede calcular la sección hidráulica necesaria para transitar dicho caudal, conociendo la pendiente del cauce y el coeficiente de rugosidad, utilizando la ecuación de Manning.

$$Q = 1/n A R^{2/3} S^{1/2}$$

$Q = 3.71 \text{ m}^3/\text{s}$; $S = 0.85\%$ (en el sitio del proyecto); $n = 0.012$ para superficies de concreto; $R = A/P_m$

$$\text{Luego, } AR^{2/3} = Q \cdot n / S^{1/2}, \text{ y } AR^{2/3} = A \sqrt[3]{A^2/P_m^2} = \sqrt[3]{A^5/P_m^2} = A^{5/3}/P_m^{2/3}$$

Por lo que se calcularía la sección hidráulica de la canaleta y su perímetro mojado que satisfaga la ecuación y de esa manera se puede conocer las dimensiones de la canaleta, conociendo la topografía del terreno, lo cual se obtendría por iteraciones.

$$\text{Así, } \frac{A^{5/3}}{P_m^{2/3}} = Q \cdot n / S^{1/2} = (3.71 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 0.012) / 0.0085^{1/2} \Rightarrow \frac{A^{5/3}}{P_m^{2/3}} = 0.4829$$

Para la propuesta general de drenaje se utilizó el programa HCANALES versión 3.0, desarrollado por el ingeniero Máximo Villón Béjar, catedrático del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

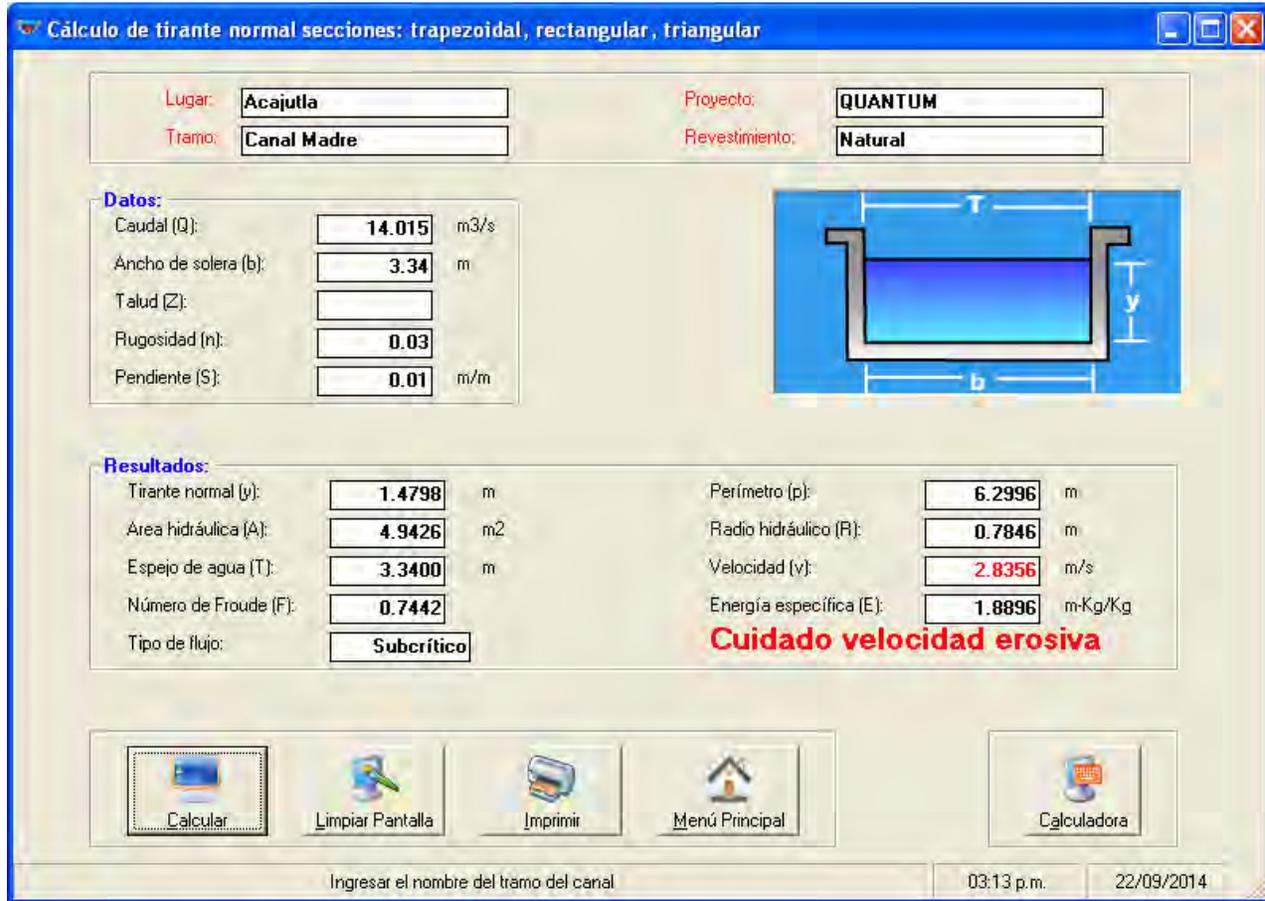
1.5.4 Revisión de la Capacidad Hidráulica del Túnel Canal Madre

Las dimensiones de la sección del Túnel Canal Madre, ubicado dentro de las instalaciones del Puerto, así como la pendiente, se calcularon con base en los planos de AutoCad del proyecto. Este es el punto más crítico, debido a que la sección es cerrada, antes de ese punto el canal es rectangular, abierto y sin revestir. Ver Figura 1.15 y Fotografía 1.1.

Revisión de la sección sin proyecto

En la Figura 1.13 se muestra el resultado del cálculo hidráulico de la sección del canal madre considerando un caudal de 14.015 m³/s, generado por todas las microcuencas que drenan hacia la canaleta de CEPA. La canaleta que llega al Túnel tiene una base igual a 3.34 m de canal de revestimiento natural, lo que da como resultado un tirante máximo de 1.48 m.

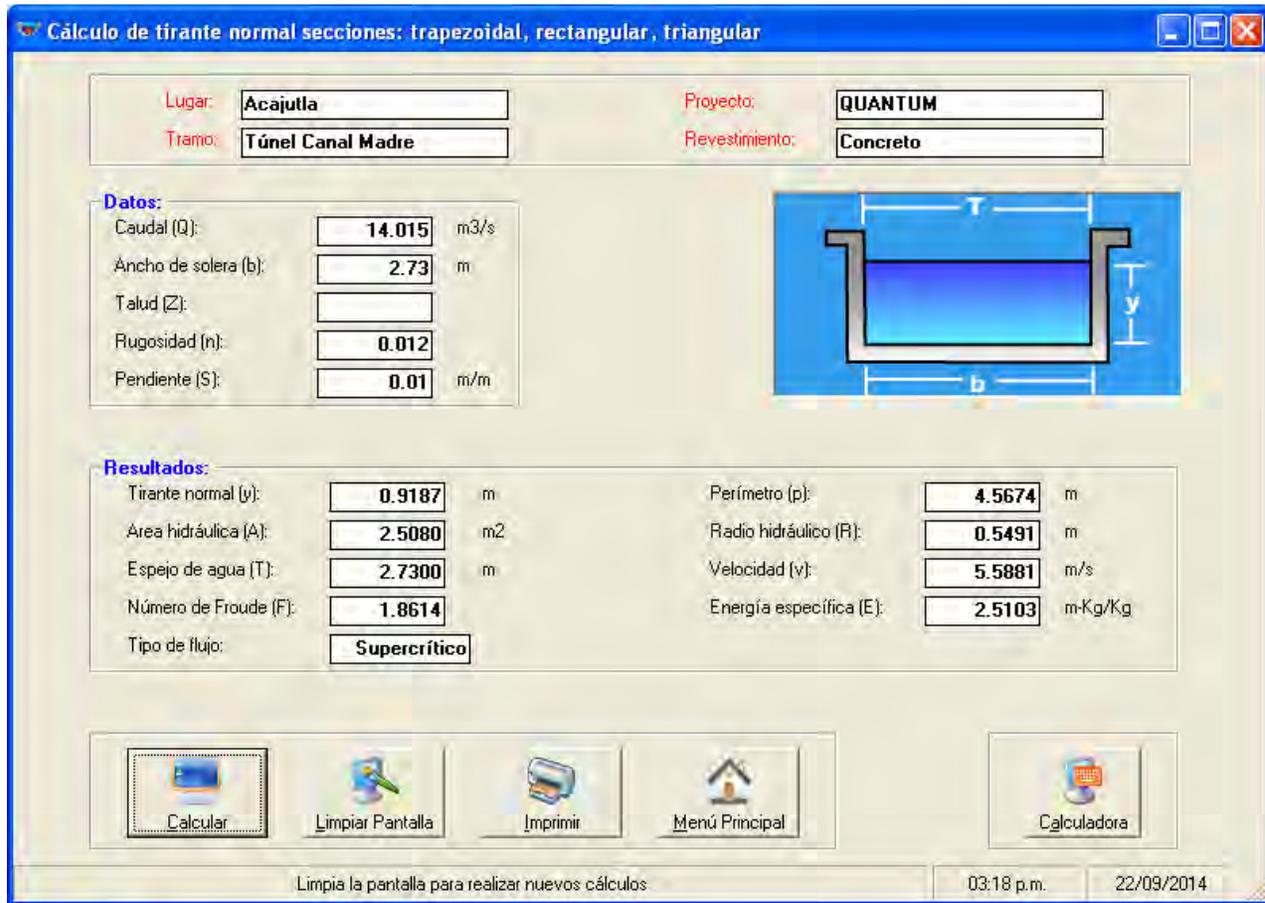
Figura 1.13 – Cálculo hidráulico de la sección del canal madre para el caudal SIN proyecto



Fuente: Elaboración Propia

El canal madre llega al túnel de 2.73 m de ancho una altura de 1.49 m. La estructura es de concreto, por lo que el coeficiente de rugosidad considerado es $n=0.012$, obteniendo un tirante de 0.92 m; sin embargo, se hace la aclaración que la longitud de la estructura no es suficiente para reducir drásticamente el tirante de la lámina de agua que lleva el canal, por lo que el tirante más aproximado en la estructura estaría entre 1.48 del canal y 0.92 del túnel. En la Figura 1.14 se muestra el cálculo hidráulico de la sección del túnel.

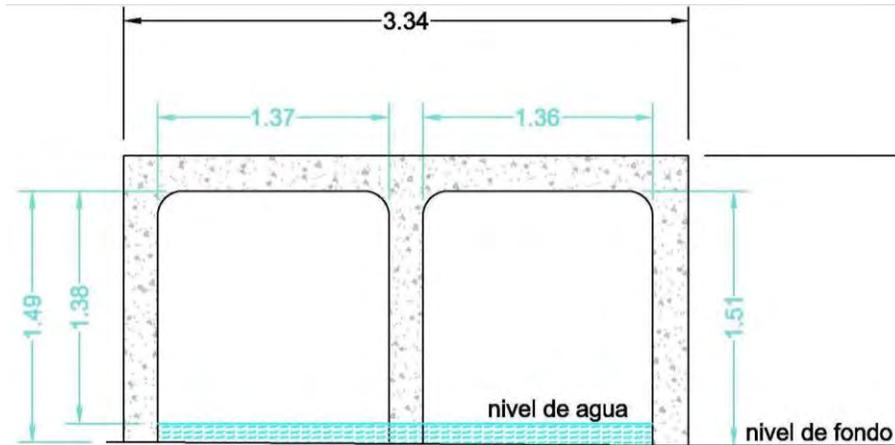
Figura 1.14 – Cálculo hidráulico de la sección del túnel para el caudal SIN proyecto



Fuente: Elaboración Propia

La sección del túnel tiene capacidad hidráulica suficiente para transitar el caudal de un período de retorno de 10 años, 14.015 m³/s. Por otra parte, personal de CEPA informó que el canal se ha llenado durante eventos extremos, aunque nunca se ha desbordado.

Figura 1.15 – Túnel Canal Madre (Drenajes de agua hacia el mar)



Fuente: Elaboración Propia

Fotografía 1-1 – Canaleta de revestimiento natural conduce aguas hacia túnel canal madre



Fuente: Imagen tomada en 2014

1.6 Conclusiones y Recomendaciones

1.6.1 Conclusiones

El caudal calculado para el terreno sin proyecto generado por la intensidad máxima de lluvia, 0.17 mm/min, para un período de retorno de 100 años es 179 L/s. La duración de tormenta utilizada es de 24 horas.

Dentro del área del proyecto, se genera un caudal total de 210 L/s con proyecto. La diferencia de caudales entre las condiciones con y sin proyecto, es de 0.033 m³/seg para el área de la subestación, y de 0.16 m³/seg para el resto del terreno. La intensidad máxima de lluvia utilizada en ambos casos es de 0.17 mm/min, correspondiente a un período de retorno de 100 años y una duración de tormenta de 24 horas.

Los datos de lluvia máxima diaria utilizados en este estudio corresponden a la estación pluviométrica Acajutla, son del período 1971-2011 (41 años). No hay datos más recientes; sin embargo, el período analizado incluye eventos meteorológicos catastróficos, tales como IDA (2009), AGHATA (2010) y 12E (2011).

Se proponen dos estanques de detención consistentes en una laguna y sistema de bombeo ya que el punto de descarga del mismo se encuentra en una cota superior, en la canaleta de CEPA, sobre el Boulevard Coronel Oscar Osorio.

El estanque de retención para el resto del terreno sin la subestación eléctrica tiene unas dimensiones mínimas de 24 x 60 metros en la base y 1.8 metros de altura, teniendo una capacidad de 2,544.48 m³. El tiempo de vaciado del tanque será el doble de llenado, para que se cumpla el criterio de impacto hidrológico cero.

El estanque de retención para la subestación eléctrica, tiene unas dimensiones de 15 x 10 metros de base y 1.8 metros de altura, con capacidad para 267.84 m³.

El equipo de bombeo recomendado es de tipo sumergible, ya que estará sumergido dentro del estanque, sus características aún no están definidas del todo, ya que se debe consultar con el fabricante o con distribuidores locales autorizados. Sin embargo, debido al bajo caudal y la pequeña carga hidráulica que debe vencer, se ha estimado una potencia requerida de 1.1 HP.

Los caudales máximos y dimensionamiento de las obras de detención también se calcularon bajo las normativas nacionales, comprobando que las dimensiones son muy inferiores en comparación con las obtenidas bajo los requerimientos de las normativas de USA, por lo que se utilizarán estas últimas, ya que también se cumplen las normativas de El Salvador.

Considerando todos los caudales descargados al Canal Madre, sobre el Boulevard Coronel Oscar Osorio, La sección del túnel en el canal madre de CEPA, tendría la capacidad hidráulica de transitar dicho caudal en condición sin proyecto, es decir como está ahora.

1.6.2 Recomendaciones

Se recomienda construir dos estanques de detención de las dimensiones siguientes: Uno de 24 m x 60 m en la base y 2.50 m de profundidad máxima (recomendado 1.8 m), para el área del resto del terreno sin la subestación; y otro estanque de 15 x 10 metros y 2.50 m de profundidad máxima (recomendado 1.8 m) para el resto del terreno. El tiempo de vaciado del tanque será como mínimo de 48 horas, a través de tubería de descarga de 3 pulgadas de diámetro a presión, igual que la descarga de la bomba a instalar.

Se recomienda instalar equipos de bombeo sumergibles, ya que estarán sumergidos dentro de los estanques, debiendo descargar a la canaleta de CEPA a través de tubería de impelencia de 3 pulgadas. Debido al bajo caudal, y la pequeña carga hidráulica a vencer, se ha estimado una potencia requerida de 1.1 HP. El diámetro de la descarga dependerá de las características del equipo proporcionado por el fabricante o distribuidor local. Es recomendable contar con un equipo adicional, el cual estará instalado y se echará andar solo en casos de emergencia.

Se recomienda instalar una trampa de sólidos en el ingreso de las aguas lluvias a los estanques de detención, con el propósito de evitar que sólidos de gran tamaño puedan dañar la bomba, se recomienda utilizar una bomba sumergible para aguas residuales, ya que éstas tienen capacidad de manejar partículas sólidas de hasta 2 pulgadas de diámetro.

Se recomienda inspeccionar periódicamente el estanque para verificar que no existen obstrucciones o sedimentación excesiva en el mismo. El responsable del mantenimiento y buen funcionamiento del sistema de detención y bombeo será el propietario del proyecto o inmueble. La inspección debe ser diaria en época de lluvias, debiendo limpiar o retirar basura y sedimentos cuando sea necesario.