

5
2ej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO INGENIERIL DEL TRAMO
CARRETERO CONCESIONADO
“LIBRAMIENTO PONIENTE TAMPICO”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
ENRIQUE AMARA ALVAREZ
MIGUEL ANGEL BELTRAN GUZMAN

DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. GABRIEL MORENO PECERRO

1998



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-057/98

Señor
ENRIQUE AMARA ALVAREZ
MIGUEL ANGEL BELTRAN GUZMAN
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M. en I. **GABRIEL MORENO PECERRO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.


**ESTUDIO INGENIERIL DEL TRAMO CARRETERO CONCESIONADO "LIBRAMIENTO
PONIENTE TAMPICO"**

- INTRODUCCION**
- I. ESTUDIOS DE TRANSPORTE**
- II. ESTUDIOS DE GEOTECNIA**
- III. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**
- IV. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS**
- V. EVALUACION ECONOMICO - FINANCIERA**
- VI. PROGRAMA DE CONSOLIDACION DE AUTOPISTAS DE CUOTA**
- VII. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 25 de marzo de 1998.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

A:

Giuseppe Amara

Catalina Alvarez

Sara Galicia

264007

Indice

Introducción	1
Capítulo I. Estudios de transporte	7
I.1 Capacidad	8
I.2 Nivel de servicio de proyecto	12
I.3 Nivel de servicio futuro	16
I.4 Tarifa óptima	21
Capítulo II. Estudios de geotecnia	25
II.1 Antecedentes	25
II.2 Pruebas de campo y laboratorio	27
II.3 Alternativas de solución de terracerías	40
II.4 Cimentación de puentes	44
Capítulo III. Estudio de impacto ambiental	47
III.1 Características del proyecto	48
III.2 Descripción del medio	50
III.3 Evaluación de daños ocasionados	57
III.4 Modelo de evaluación de impacto ambiental	66
Capítulo IV. Aspectos constructivos	73
IV.1 Procedimiento constructivo	75
IV.2 Terraplenes	78
IV.3 Puentes y alcantarillas	81
IV.4 Programa de obra	83

V. Evaluación económico - financiera	89
V.1 Inversión	90
V.2 Gastos de mantenimiento y financieros	91
V.3 Ingresos	92
V.4 Periodo de recuperación	93
VI. Programa de consolidación de autopistas	95
Bases del rescate	97
Situación actual	100
Conclusiones	101
Bibliografía	105

Introducción

El Gobierno Federal ha establecido un programa a nivel nacional para la modernización de la Red Carretera Federal y su consolidación con la Red Estatal a fin de lograr una infraestructura que corresponda a las acciones tendientes a la modernización del país para mejorar su desarrollo socioeconómico y cultural.

Los representantes del sector público y los del sector privado han manifestado su interés en participar en este programa. Para el Estado el programa es prioritario dado que con ello se dará impulso a la transformación económica del país, al mejorar su comunicación terrestre, fomentando el desarrollo de centros económicos en regiones aún no vinculadas por los caminos en el territorio nacional; lo que permitirá un crecimiento del mercado de trabajo y la natural intensificación de la producción, así como una mejor distribución de los productos en los mercados nacionales; para el sector privado es una gran oportunidad en el desarrollo de sus actividades las cuales se encontraban mermadas dadas las contracciones económicas de 1982 que lo mantenía ávido de oportunidades.

En el sexenio 1988 - 1994 nace, en la época moderna mexicana, el desarrollo de las concesiones, siendo en 1989 el titular de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), el responsable de la firma de las primeras concesiones para carreteras, sometidas a concursos públicos, publicados en el Diario Oficial de la Federación.

Dentro de los 52 títulos de concesión otorgados, en el periodo comprendido de 1989 a 1997, se eligió el tramo carretero Libramiento Poniente Tampico, debido a que es una obra en la que hasta el segundo trimestre de 1997 se han presentado problemas en diversas áreas de la Ingeniería, siendo los más relevantes el geotécnico, debido a que parte de la obra se construye sobre suelos cohesivos con baja resistencia al esfuerzo cortante y el de transporte, que involucra la oferta y la demanda de infraestructura carretera y diversos aspectos financieros

como el esquema tarifario. Además, está contemplada dentro del programa prioritario de infraestructura carretera del país, resultando de gran importancia a nivel internacional dado que da acceso al puerto de Altamira, mejorando la red de transporte multimodal, entre el transporte de superficie y el marítimo, que tiene un enorme potencial para el futuro intercambio de productos con el Puerto de Nueva Orleans, al reducir tiempos y costos de operación.

En 1981 se concursó la construcción del Libramiento, pero dada la falta de recursos económicos por parte de la federación no se concluyó. En base a lo establecido en el artículo 28 constitucional, en el que el Gobierno Federal tiene la facultad de concesionar una obra, y como resultado de los congestionamientos de tráfico en la ciudad de Tampico, debido a que es un paso obligado para los vehículos que van o vienen del y hacia el norte de la República Mexicana, la SCT otorgó el 1* de diciembre de 1989 a la empresa Autopistas Concesionadas de Tampico, S.A. de C.V. (Aconta), la responsabilidad para construir, operar y mantener el Libramiento Poniente de Tampico; debido a las complicaciones técnicas la concesión fue otorgada a Aconta, subsidiaria de Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V. (ICA), sin pasar por el proceso de licitación pública. Esta última subcontrató para la construcción a Constructora y Edificadora Mexicana S.A. de C.V., durando la construcción 20 meses e iniciando la operación el 3 de agosto de 1991.

El Libramiento Poniente Tampico, se encuentra localizado al extremo poniente de la Ciudad de Tampico, Tamps., con una longitud aproximada de 14.0 Km., que inicia en la carretera Tampico - Cd. Valles y termina en la carretera Tampico - Cd. Victoria.

Consta de un solo cuerpo, de cerca de 12.0 m. de ancho de corona, con diferentes secciones transversales según el área que cruza, desde una sección en terraplén con bermas laterales en la zona blanda de la laguna del Chairel, del Km. 0+000 al 5+800 y secciones variables en el resto, que van desde terraplenes simples, con berma y algunos cortes, según el tipo de terreno que cruza.

Esta importante obra reduce el tiempo de recorrido en la ruta Matamoros - Cancún, al evitar el tráfico vehicular en la Ciudad de Tampico. Sin embargo, durante las etapas de planeación, construcción y operación se han presentado problemas por demás interesantes en el área de la Ingeniería Civil, algunos de los cuales no se han podido solucionar.

Cuando se realizó la planeación, dado que la economía no había sufrido cambios significativos, no se consideraron entre otros aspectos, la posibilidad de la falta de recursos económicos de la federación por lo que al presentarse ésta, fue aplazada la construcción de la obra diez años (1981-1991).

Posteriormente al presentarse la devaluación de 1994, prácticamente se duplicó la deuda de la empresa que representaba el 75% de la inversión original, así como la capacidad económica de los usuarios, por lo que actualmente el Libramientos es utilizado principalmente por vehículos tipo A (automóviles) y C (camiones) presentando aforos inferiores a los proyectados.

En lo que respecta a la construcción, 8 Km. se localizan atravesando la laguna del Chairel, caracterizada por la presencia de suelo blando, y 6.2 Km. en zona con formaciones naturales firmes, lo que representó un reto para el diseño geotécnico y consecuentemente para los procedimientos constructivos correspondientes.

El proyecto original contaba con la construcción de dos entronques y diez puentes denominados "Chairel I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX y X", de éstos fue cancelado el "Chairel I" y ampliado en su longitud los demás, adicionalmente se proyectó y construyó el puente "Tanco". Todo ello determinó finalmente: la construcción en terreno firme 6,120.00 m., en pantano 7,663.20 m., longitud de puentes 694.80 m. lo que suma una longitud total de 14,478.00 m. Se removieron en su construcción, 109 mil m³ por corte y un millón 700 mil m³ para terraplenes; asimismo se edificaron 26 alcantarillas.

Desde el inicio de la operación del libramiento se han registrado menores volúmenes de tránsito que los esperados, por lo que los ingresos han sido menores.

Por otra parte debido a que los puentes están apoyados sobre pilotes de fricción, éstos han sufrido hundimientos menores que la sección de la carretera que se encuentra sobre suelo blando, que se hunde más aceleradamente, lo que implica obras de conservación que disminuyen la capacidad vehicular e incrementan los costos. El ingreso esperado para agosto de 1991 era de 1'840,511,000 pesos y el real fue de 458,149 pesos, lo que no representa ni la tercera parte del esperado.

La concesionaria tiene contemplada la construcción de un segundo cuerpo para aumentar la capacidad vehicular y satisfacer la demanda potencial esperada en un plazo no mayor de agosto de 1998 a agosto de 1999.

El alcance del presente trabajo es estudiar el caso de este tramo carretero concesionado, cuyos objetivos originales consistieron en crear una obra integral de ingeniería que cumpliera con los principios de economía, funcionalidad, seguridad y armonía con la naturaleza. Dado que no se han logrado estos, se analizarán sus causas y se propondrán alternativas que sirvan para la ampliación del segundo cuerpo o para proyectos futuros.

Los temas a tratar son: Transporte, Geotecnia, Impacto Ambiental, Aspectos Constructivos y Económico - Financieros, con lo que se contempla la mayor parte de los estudios realizados originalmente.

En el primer capítulo se hará el estudio de Transporte. Debido a que es necesario satisfacer una demanda con un nivel de servicio adecuado, se iniciará por revisar la capacidad y el nivel de servicio de proyecto, tomando como base los volúmenes y crecimiento garantizados en el título de concesión. Se hará una revisión con los aforos actuales y se determinará el año en el que se deberá efectuar una ampliación, para conservar el nivel de servicio y satisfacer la demanda. Y también se determinará la tarifa óptima para maximizar el ingreso.

Se continuará con el estudio de geotecnia, que dará las bases para determinar el proceso constructivo, lo cual se traduce en costos. Este será uno de los capítulos que se estudiarán más extensamente desde el punto de vista conceptual, es-

tudiando las alternativas para mejorar la resistencia al cortante del suelo, echando mano de los avances tecnológicos existentes. Se tomarán las experiencias obtenidas en los trabajos de conservación que se han realizado y su aplicación a la ampliación del segundo cuerpo.

Una de las áreas de conocimiento que por mucho tiempo fue ignorada es la del medio ambiente, por lo que se considera que en este caso es relevante revisarla y enfatizar la parte correspondiente al estudio de impacto ambiental, que involucra no solo a la flora y a la fauna, sino aspectos económicos y sociales, como la creación de empleos en la región, efectos en comunidades indígenas, etc.; el punto a analizar será la metodología utilizada, contrastando con algún otro procedimiento existente y las medidas de mitigación tomadas durante los siete años de operación, comentando los resultados. Se reitera que todo ello enmarcado en dar, como es necesario, importancia fundamental a la preservación de la vida animal y vegetal en las zonas afectadas por la obra vial.

Una vez que se conoce el tipo y características, entre ellas las geométricas, de la autopista que serán necesarias, así como las propiedades mecánicas del terreno de apoyo y la de los materiales que constituyen las terracerías de la obra vial, las necesidades indicadas en el estudio de ingeniería de tránsito, las limitantes derivadas del estudio de impacto ambiental, la topografía existente en la zona, se procede al diseño y consecuentemente a la formulación del procedimiento constructivo, el que será revisado proponiendo las modificaciones necesarias tomando en cuenta las ampliaciones futuras de la obra, a fin de garantizar un mejor comportamiento de la misma.

Desde el punto de vista económico - financiero se conoce que para el año de 1991 el costo original de concesión de \$47,126 millones de pesos sufrió un incremento dado que el puente "Chairel I" no se construyó y fue sustituido por el "TancoI", cuyo costo fue el doble del primero, acumulando un costo total de \$72,000 millones de pesos. Dado que Aconta, S.A. de C.V. solo aportó el 25 % del capital y el resto fue crédito bancario, al incrementarse el costo de la obra el endeudamiento creció más

que proporcionalmente, conduciendo a un estudio que dio por resultado una ampliación del plazo de concesión, de 12 a 14 años, lapso que habrá de discutirse si es el adecuado.

El planteamiento anotado permite concluir que se trata de una obra con retos muy interesantes para la ingeniería que es susceptible a fracasar o entrar en períodos de inestabilidad económica, no por falta de tecnología o ingenieros debidamente capacitados, sino por cuestiones financieras. Este es uno de los casos de autopistas concesionadas que han entrado en insolvencia económica y hasta el presente año, 1997, no se han podido solucionar.

Por ello se dedicará un capítulo al estudio económico - financiero, en el que se propondrán opciones y se comentarán observaciones sobre asuntos relevantes a los estudios realizados previamente.

Unos de los aspectos más controvertidos en lo que a autopistas concesionadas se refiere, son las tarifas, que en general son altas, considerando la situación actual del país, encontrándose una contradicción, debido a que la tarifa que teóricamente maximiza el ingreso es menor que la actual, para esto se utilizarán los resultados obtenidos del primer capítulo y se estudiará su repercusión, en caso de su implementación, en la Tasa Interna de Retorno y se hará la comparación del número de años necesarios para recuperar la inversión original a precios actuales (indexada).

Dado que durante la elaboración del presente trabajo se anunció el 22 de agosto de 1997 el Programa de Consolidación de Autopistas, en el que el Gobierno Federal utiliza la figura legal de rescate para solventar las deudas de la autopistas con los bancos y constructoras, no de los concesionarios, y evitar el deterioro de la infraestructura concesionada actual por la insolvencia económica de estos últimos. Por esto en el último capítulo se revisarán las ventajas y desventajas del Programa para el caso particular del Libramiento.

Capítulo I

Estudios de transporte

Las vías de comunicación siempre han sido un elemento indispensable para la realización de las actividades humanas. A partir de la invención de la rueda fue necesario ir creando caminos y calles para el paso de carretas o vehículos de ruedas, haciéndolas más lisas y parejas, y con trazos más rectos. El transporte de superficie fue utilizado para viajes cortos debido a la falta de infraestructura y solo se utilizó para transportar a grandes distancias mercancías de alto valor, ya que los centros de producción y abastecimiento se encontraban dotados de puertos.

Los caminos no empezaron a progresar, sino hasta el siglo XVIII y a principios del siglo XIX éste fue más acelerado, debido a los avances en vehículos de tracción animal. Además, en los países más civilizados sobreviene un aumento inusitado de población que obliga a desarrollar tierras apartadas de vías fluviales y marítimas. La construcción de caminos alcanzó un auge en Europa y Estados Unidos, hasta que, a mediados del siglo XIX, surgió un terrible competidor: el ferrocarril.

El siguiente acontecimiento que revolucionó el transporte fue el vehículo automotor, que en su primera etapa no contaba con vialidades adecuadas ya que se consideraba un artículo deportivo y de lujo, situación que rápidamente cambió.

Para dar solución al problema de falta de vías de comunicación adecuadas, los ingenieros desarrollaron métodos empíricos que posteriormente se transformaron en procedimientos más racionales, hasta llegar a lo que hoy en día es una disciplina tecnológica que se denomina Ingeniería de Tránsito. Una de las definiciones más aceptadas de Ingeniería de Tránsito es la siguiente: Disciplina de la Ingeniería cuyo objetivo es el movimiento seguro y eficiente de peatones y vehículos por vías terrestres¹.

1.1 Capacidad

En la mayoría de los países latinoamericanos, para analizar la capacidad y los niveles de servicio, se ha utilizado la metodología indicada en el Manual de Capacidad Norteamericano (Highway Capacity Manual 1985).

En México se utiliza el Manual de Proyecto Geométrico para Carreteras (1976), en el que se incluye, en el Capítulo de Análisis de la Demanda, una traducción del manual norteamericano, edición 1965, siendo aceptadas por la SCT ambas ediciones, 1965 y 1985.

Actualmente se realizan estudios por parte de la SCT para elaborar un Manual de Capacidad y Niveles de Servicio mexicano, adaptando los parámetros utilizados, que serán descritos más adelante, a las condiciones de nuestro país.

Una carretera de dos carriles puede ser definida como un camino que tiene un solo carril para el uso del tránsito en cada sentido. Estas, constituyen la red predominante del sistema nacional de carreteras de nuestro país. Se utilizan para una gran variedad de funciones, se les encuentra en todas las regiones y sirven a un gran rango de requerimientos del tránsito.

Una de las características más importantes de estas carreteras es que los carriles son mutuamente dependientes, debido a que para realizar un rebase se requiere utilizar el carril del sentido contrario, siempre que lo permita la distancia de visibilidad horizontal y los espacios entre vehículos de la circulación opuesta; cuando aumenta el volumen y/o las restricciones geométricas se incrementan, la posibilidad del rebase disminuye, causando la formación de grupos o colas de vehículos en la corriente del tránsito. En este caso los conductores están sujetos a transitar a la velocidad del vehículo que los antecede y por lo tanto a sufrir demoras.

La capacidad de una carretera se define como el máximo número de vehículos que pueden circular por un punto o tramo uniforme de la vía, en los dos sentidos, durante cierto período de tiempo, en las condiciones imperantes de vía y de tránsito. La capacidad se expresa en vehículos por hora, aunque puede

medirse en períodos menores de una hora. La utilización de la capacidad refleja la accesibilidad y se define como la relación entre el valor de flujo demandado y la capacidad del camino.

Las condiciones ideales de servicio, para las cuales transitará el mayor número de vehículos que es capaz de transportar la vía, para carreteras de dos carriles, se definen como condiciones sin restricciones en la geometría, el tránsito y el medio ambiente. Estas son:

- Velocidad de diseño mayor o igual a 95 Km/h.
- Ancho de carril mayor o igual a 3.65 m.
- Obstáculos laterales a una distancia de más de 1.80 m.
- Sin la existencia de zonas de no rebase en la carretera.
- Todos los vehículos en la corriente vehicular son ligeros.
- Una distribución direccional del tránsito de 50/50.
- Sin obstáculos, dispositivos o vehículos dando vuelta.
- Terreno a nivel.

Para estimar la capacidad, la SCT utiliza la siguiente expresión tomada del Manual de Proyecto Geométrico para Carreteras:

$$c = 2000 N v/c Wc Tc$$

donde :

c = capacidad (tránsito mixto en ambos sentidos).

N = Número de carriles.

v/c = Relación, volumen - capacidad (tabla 1).

Wc = Factor de ajuste a la capacidad por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales (tabla 2).

Tc = Factor de ajuste a la capacidad por vehículo pesados (tablas 3 y 4).

Debido a que se consideran condiciones ideales, de las tablas 2 y 3 se obtiene que el factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales $Wc = 1$ y el factor de ajuste

por vehículos pesados (autobuses y camiones) $T_c = (0.92)(0.55) = 0.506$, obteniendo una capacidad con los datos del título de concesión de :

$$c = 2000 (1)(1)(1)(0.506) = 1012 \text{ veh/hora.}$$

Niveles de servicio y volúmenes máximos para carreteras de dos carriles bajo condiciones de flujo continuo

Nivel de Servicio	Condiciones del flujo de tránsito		Distancia de visibilidad de rebalse > 500 mts (%)	Volumen de servicio - Capacidad					Volumen de servicio máximo bajo condiciones ideales incluyendo velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h (total de vehículos ligeros por hora en ambas direcciones)	
	Descripción	Velocidad de operación (km/h)		Valor Límite para velocidad de proyecto ponderada de 110 Km/h	Valor para una velocidad de proyecto ponderada de:					
					95	80	70	65		55
A	Flujo libre	> 95	<	<	-	-	-	-	-	400
			100	0.2	-	-	-	-	-	
			80	0.18	-	-	-	-	-	
			60	0.15	-	-	-	-	-	
			40	0.12	-	-	-	-	-	
			20	0.08	-	-	-	-	-	
0	0.04	-	-	-	-	-				
B	Flujo estable (Velocidad superior del rango)	> 80	<	<	<	-	-	-	-	900
			100	0.45	0.4	-	-	-	-	
			80	0.42	0.35	-	-	-	-	
			60	0.38	0.3	-	-	-	-	
			40	0.34	0.24	-	-	-	-	
			20	0.3	0.18	-	-	-	-	
0	0.24	0.12	-	-	-	-				
C	Flujo estable	> 65	<	<	<	<	-	-	-	1400
			100	0.7	0.66	0.56	0.51	-	-	
			80	0.68	0.61	0.53	0.46	-	-	
			60	0.65	0.56	0.47	0.41	-	-	
			40	0.62	0.51	0.38	0.32	-	-	
			20	0.59	0.45	0.28	0.22	-	-	
0	0.54	0.38	0.18	0.12	-	-				
D	Flujo próximo al inestable	> 55	<	<	<	<	<	-	-	1700
			100	0.85	0.83	0.75	0.67	0.58	-	
			80	0.84	0.81	0.72	0.62	0.55	-	
			60	0.83	0.79	0.69	0.57	0.51	-	
			40	0.82	0.76	0.66	0.52	0.45	-	
			20	0.81	0.71	0.61	0.44	0.35	-	
0	0.8	0.66	0.51	0.3	0.19	-				
E	Flujo inestable	50	No es aplicable	< 1.00					2000	
F	Flujo forzado	< 50	No es aplicable	No significativo					Muy variable (Desde cero hasta la capacidad)	

Tabla 1

Dados los cambios que se presentaron a partir del inicio de la concesión, mismos que fueron comentados en la introducción, también han cambiado el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y los porcentajes de vehículos que utilizan la autopista. Debido a que no se ha incrementado el número de

carriles, pero sí la composición vehicular, la capacidad de la autopista se modifica obteniendo para 1997, un $T_c = 0.420$, dando como resultado : $c = 2000 (1)(1)(1)(0.420) = 840$ veh/hora.

Efecto combinado del ancho de carril y distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y volúmenes de servicio en carreteras de dos carriles

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo (m)	Factores de ajuste W_l y W_c por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales															
	Obstáculos en un solo lado								Obstáculo en ambos lados							
	Carriles en metros															
	3.65		3.35		3.05		2.75		3.65		3.35		3.05		2.75	
	Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel	
	B	E	B	E	B	E	B	E	B	E	B	E	B	E	B	E
1.80	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76
1.20	0.96	0.97	0.83	0.85	0.74	0.79	0.68	0.74	0.92	0.94	0.79	0.83	0.71	0.76	0.65	0.71
0.60	0.91	0.93	0.78	0.81	0.70	0.75	0.64	0.70	0.81	0.85	0.70	0.75	0.63	0.69	0.57	0.65
0.00	0.85	0.88	0.73	0.77	0.66	0.71	0.60	0.66	0.70	0.76	0.60	0.67	0.54	0.62	0.49	0.58

Nota : para los niveles de servicio no indicados se deberá interpolar.

Tabla 2

Vehículos equivalentes por camión y por autobús en autopistas de dos carriles

Equivalente	Nivel de servicio	Equivalente, para:		
		Terreno plano	Terreno en lomerío	Terreno montañoso
Et para Camiones	A	3	4	7
	B y C	2.5	5	10
	D y E	2	5	12
Eb para Autobuses	Todos los niveles	2	4	4

Tablas 3 y 4

Factores de ajuste por camiones y autobuses en carreteras de dos carriles

Vehículos ligeros equivalentes, E_T ó E_B	Factor de ajuste T_L ó B_L									
	Porcentaje PT									
	2	4	6	8	10	20	30	40	50	60
20	0.72	0.57	0.47	0.40	0.34	0.01	0.15	0.12	0.10	0.08
40	0.56	0.39	0.30	0.24	0.20	0.01	0.08	0.06	0.05	0.04
80	0.39	0.24	0.17	0.14	0.11	0.01	0.04	0.03	0.02	0.02
100	0.34	0.20	0.14	0.11	0.09	0.01	0.03	0.02	0.02	0.02

Valores calculados con la fórmula $100/(100-PT+ET PT)$

1.2 Nivel de servicio de proyecto

La movilidad es la función más importante de las carreteras de dos carriles, cuando éstas son utilizadas como arterias que conectan grandes generadores del tránsito o como enlaces principales a nivel estatal y nacional (Red Troncal Nacional). Lo más deseable en estos caminos es mantener una velocidad grande y consistente con demoras por rebase poco frecuentes.

Otra de las funciones básicas es la accesibilidad, proporcionando una transitabilidad en todas las épocas del año a volúmenes relativamente bajos.

En base a estas funciones, los tres parámetros usados para describir la calidad de servicio en las carreteras de dos carriles son :

- Velocidad media.
- Porcentaje de demora.
- Utilización de la capacidad.

La velocidad media refleja la función de movilidad, el porcentaje de demora refleja tanto la función de movilidad como la de accesibilidad. Este último está definido como el porcentaje promedio de tiempo en que todos los vehículos están demorados mientras viajan en la cola de vehículos debido a la imposibilidad para rebasar.

El nivel de servicio de una carretera es un indicador de la eficiencia de la misma, siendo el factor principal la velocidad durante el recorrido².

Se distinguen seis niveles de servicio, para la identificación de las condiciones existentes al variar la velocidad y los volúmenes de tránsito, estos van de la letra A a la F y son los siguientes :

Nivel de servicio A.- Corresponde a una condición de flujo libre, con volúmenes de tránsito bajos y velocidades altas. La densidad es baja, no hay restricciones en las maniobras por presencia de otros vehículos y son escasas o nulas las demoras.

Nivel de servicio B.- Corresponde a la zona de flujo estable, con velocidades de operación que comienzan a restringirse por las condiciones del tránsito y las reducciones de velocidad son razonables.

Nivel de servicio C.- Se encuentra en la zona de flujo estable, pero las velocidades y posibilidades de maniobra están más estrechamente controladas por los altos volúmenes de tránsito y todavía se tiene una velocidad de operación satisfactoria.

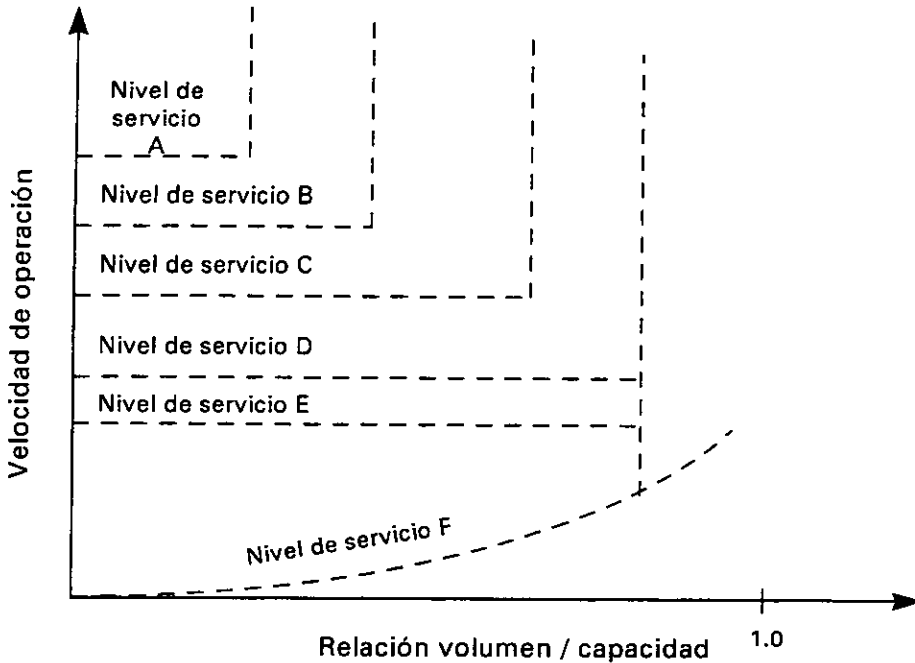
Nivel de servicio D.- Se aproxima al flujo inestable con velocidades de operación aún satisfactorias, pero afectadas considerablemente por los cambios en las condiciones de operación. Las variaciones en el volumen de tránsito y las restricciones momentáneas al flujo, pueden causar un descenso importante en las velocidades de operación. Los conductores tienen poca libertad de maniobra con la consecuencia de pérdida de comodidad.

Nivel de servicio E.- Este nivel ya no solo se caracteriza por presentar una velocidad de operación menor al Nivel D, se presentan volúmenes de tránsito semejantes al de la capacidad, el flujo es inestable y con paradas de poca duración.

Nivel de servicio F.- Corresponde a la circulación forzada, las velocidades son bajas y los volúmenes inferiores a los de la capacidad. En estas condiciones normalmente se generan colas de vehículos a partir del lugar en el que se produce la restricción, es el nivel en el que se producen congestionamientos, llegando al alto total. Lo anteriormente descrito se muestra en gráfica 1.

Para calcular el nivel de servicio se utiliza la misma fórmula que para la capacidad, con la diferencia que ahora se le aplican restricciones que se reflejan en los coeficientes volumen - capacidad, ajuste por vehículos pesados y por ancho de carril.

El procedimiento es el siguiente :



Gráfica 1

1. Suponer un nivel de servicio tomando en cuenta las características del camino y del tránsito (V_{sc}).

2. Calcular el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto (V_{HP}).

3. Comparar el nivel de servicio obtenido, con el volumen de demanda del camino, si el V_{HP} es mayor que el V_{sc} la suposición es correcta, en caso contrario se deberá suponer otro nivel de servicio.

Realizando el cálculo con los datos de enero - julio de 1997, se obtiene lo siguiente:

1.- Suponiendo un nivel de servicio A y de las tablas 1,2,3 y 4 se obtienen los siguientes resultados:

Vehículo	TPDA	%	ET, B	TL, BL	Wc	v/c
Auto	804	33.82	-	-	-	-
Autobús	6	0.25	2	0.99	-	-
Camión	1568	65.93	3	0.43	-	-
Total	2379			0.42	1	0.2

donde :

ET,B = Vehículos equivalentes por camión y por autobús, en función del tipo de terreno.

TL, BL = Factor de ajuste por camiones y autobuses.

Wc = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales.

$$V_{sc} = (2000)(1)(0.42)(1)(0.2) = 168 \text{ veh/hora}$$

2.- Transformando el TPDA a VHP:

$$VHP = (0.16)(2379) = 381 \text{ veh/hora}$$

3.- Como 168 es menor que 381 se debe suponer un nivel de servicio inferior.

Realizando nuevamente los cálculos, para un nivel de servicio B :

1.- Suponiendo un nivel de servicio B y de las tablas 1,2 y 3 se obtienen los siguientes resultados :

Vehículo	TPDA	%	ET,B	TL, BL	Wc	v/c
Auto	804	33.82	-	-	-	-
Autobús	6	0.25	2	0.99	-	-
Camión	1568	65.93	2.5	0.5	-	-
Total	2379			0.49	1	0.45

$$V_{sc} = (2000)(1)(0.49)(1)(0.45) = 441 \text{ veh/hora}$$

2.- Transformando el TPDA a VHP :

$$VHP = (0.16)(2379) = 381 \text{ veh/hora}$$

3.- Como 441 es mayor que 381 se trata de un nivel de servicio B.

Analizando la fórmula, ésta parte de que la capacidad por carril en autopistas de dos carriles es de 2000 vehículos ligeros por hora, basado del conocimiento empírico, sin embargo esto es en condiciones ideales, tal como ya se describió. Al tener una composición vehicular con un alto porcentaje de vehículos pesados, los vehículos ligeros que transiten tendrán que hacer rebases constantes, esperando a que el carril de sentido contrario lo permita, por lo que la velocidad de recorrido disminu-

ye. Es por esto que aunque se registre un aforo vehicular muy bajo, ya que si comparamos con otra autopistas de dos carriles como la Atlacomulco - Maravatio, se registra un VHP de 592 vehículos por hora, el nivel de servicio disminuye.

Otro factor que influye en el nivel de servicio es el estado físico de la autopista, ya que si las condiciones de la superficie de rodamiento de la autopista no son las adecuadas la velocidad de operación disminuirá. Esta consideración generalmente se hace solo para los programas de conservación.

I.3 Nivel de servicio futuro

Es lógico que en un futuro el incremento de tránsito iguale y supere a la capacidad, proceso en el que se deteriorará el nivel de servicio de la autopista y será necesario realizar una ampliación, tal como se tiene previsto, construyendo un segundo cuerpo. Por lo que se debe suponer el periodo en el que deberá realizar esta ampliación para contar con los recursos financieros.

Para estimar el aforo futuro en la autopista se deberá considerar el crecimiento del aforo de los vehículos que transitan, y también considerarse el crecimiento, tanto de la población, como el de los vehículos que circularán por la carretera. Esto incluye el tránsito inducido, que son los vehículos que utilizan otra vía y serán atraídos a la autopista por representar la alternativa de transitar en una vía con un menor tiempo de recorrido, aunque sea una distancia de recorrido mayor, y el tránsito de desarrollo que son los vehículos que utilizarán la autopista para tener acceso a comercios, oficinas, condominios, etc., que se construyan en el límite del derecho de vía.

Para calcular el volumen probable que generará la zona de influencia de esta vía, es necesario hacer uso de la siguiente fórmula :

$$V_p = \Sigma V_{ha} + \Sigma V_{ha} F_a + \Sigma V_{ha} F_g \quad ^3$$

donde :

Vp = volumen horario probable a n años.

Vha = volúmenes horarios actuales, dentro de la zona de influencia, que probablemente usará la nueva vía

Fa = factor de aumento en el tránsito horario, para los próximos n años.

Fg = factor de aumento por tránsito de desarrollo e inducido

Esta fórmula toma como base el volumen probable que se generará en la zona de influencia, considerando el factor de incremento de vehículos por año y el factor de tránsito de desarrollo e inducido, por tratarse de una nueva vía y por la tendencia de los usuarios a utilizar estas aunque la distancia de recorrido sea mayor.

Para obtener el factor de tránsito de desarrollo e inducido (Fg) se estima como un porcentaje del volumen horario actual, en la hora de máxima demanda. Esta suposición está basada en la experiencia obtenida en la construcción de obras similares en el país y en el extranjero.

El factor de incremento de vehículos por año (FA) se obtiene de datos estadísticos el número de vehículos registrados o el TPDA de un cierto año anterior a la fecha actual (10, 15 o 20 años) y el TPDA del presente año o de un año próximo inmediato y se calcula el incremento en 10 , 15, o 20 años.

$$FA = \frac{\text{Vehículos(actuales)} - \text{Vehículos(años anteriores)} \cdot 100}{\text{Vehículos(años anteriores)}}$$

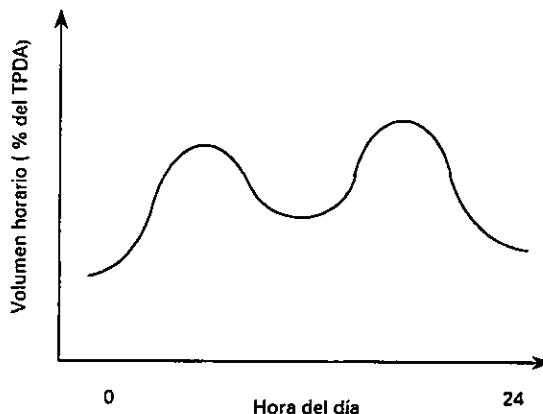
Sin embargo este crecimiento se ha visto distorsionado por la inestabilidad económica del país, por lo que se opta por utilizar el equivalente de este crecimiento aplicando el método del interés compuesto⁴, en el que se supone una tasa de crecimiento, se eleva al número de años al que se desea obtener el aforo y se multiplica por el aforo actual, esto equivale a multiplicar tantas veces como años la tasa de crecimiento por el

aforo. En este caso se supone una tasa de 4 %, con un Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) de 2379 veh/día, donde :

$$TPDA \text{ a } 20 \text{ años} = 2379(1.04)^{20} = 5212 \text{ veh/día}$$

Generalmente se conoce como dato el TPDA, sin embargo habrá horas en las que se tenga más o menos aforo por lo que es necesario trabajar con el Volumen Horario de Proyecto (VHP), así como en hidráulica se utiliza un gasto de proyecto, en ingeniería de tránsito se utiliza el VHP. Para obtenerlo se debe multiplicar el TPDA por un factor de ajuste que varía entre 0.08 y 0.16¹. Sería incorrecto dividirlo directamente entre 365, pues este valor sería un promedio del total de vehículos que transitaron durante el año, todas las horas del día, mientras que el comportamiento es variable, tal como se muestra en las gráficas 2 y 3. Dicho comportamiento varía dependiendo del mes, día y hora, por ejemplo en los meses de vacaciones (abril, julio, agosto y diciembre) el tránsito se incrementará ; de la misma forma los días sábado y domingo son en los que se registra mayor tránsito vehicular. A su vez, durante un día se presentan típicamente dos máximos, que corresponden el primero a la salida de los usuarios de sus casas, por la mañana, hacia alguna actividad (trabajo, escuela, etc.) y el segundo al regreso por la tarde el segundo.

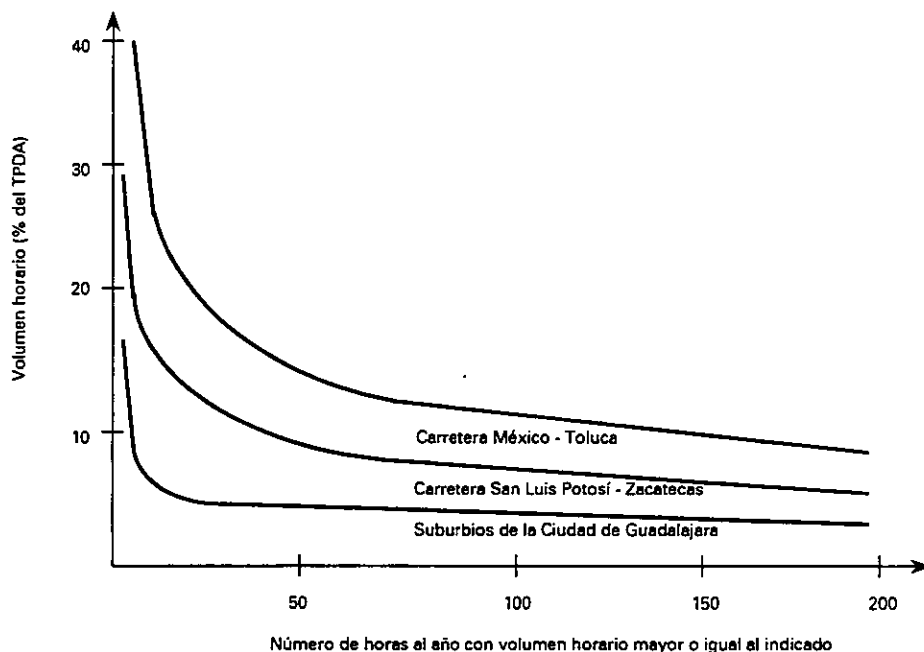
Variación del aforo durante un día típico



Gráfica 2

Suponiendo el mayor crecimiento (0.16), tomando $F_g = 4.5\%$, 4.7% y 5% ⁵ para los crecimientos proyectados a 10, 15 y 20 años, respectivamente, con los procedimientos ya mencionados y suponiendo la misma composición vehicular, se obtienen los siguientes resultados :

Relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual



Gráfica 3

a) para 10 años

$$TPDA = 2379(1.04)^{10} + 2379 \cdot 0.45 = 3628 \text{ veh / día}$$

$$VHP = 3628 \cdot 0.16 = 580 \text{ veh / día}$$

b) para 15 años

$$TPDA = 2379(1.04)^{15} + 2379 \cdot 0.47 = 4396 \text{ veh / día}$$

$$VHP = 4396 \cdot 0.16 = 703 \text{ veh / día}$$

c) para 20 años

$$TPDA = 2379(1.04)^{20} + 2379 \cdot 0.50 = 5331 \text{ veh / día}$$

$$VHP = 5331 \cdot 0.16 = 853 \text{ veh / día}$$

Calculando nuevamente el nivel de servicio para cada uno de los periodos considerados se obtiene lo siguiente :

a) Para 10 años

1.- Suponiendo un nivel de servicio C y de las tablas 1,2,3 y 4 se obtienen los siguientes resultados :

Vehículo	TPDA	%	ET,B	TL, BL	WL	v/c
Auto	1,227	33.82	-	-	-	-
Autobús	9	0.25	2	0.997	-	-
Camión	2,392	65.93	2.5	0.502	-	-
Total	3,628			0.5	1	0.7

$$V_{sc} = 2000(0.50)(1)(0.70) = 700 \text{ veh/hora}$$

2.- Transformando el TPDA a VHP :

$$VHP = 0.15(3628) = 580 \text{ veh/hora}$$

3.- Como $700 > 580$ se trata de un nivel de servicio C.

b) Para 15 años.

1.- Suponiendo un nivel de servicio D y de las tablas 1,2,3 y 4 se obtienen los siguientes resultados :

Vehículo	TPDA	%	ET,B	TL, BL	WL	v/c
Auto	1,486	33.82	-	-	-	-
Autobús	11	0.25	2	0.997	-	-
Camión	2898	65.93	2	0.602	-	-
Total	4,396			0.6	1	0.85

$$V_{sc} = 2000(0.60)(1)(0.85) = 1020 \text{ veh/hora}$$

2.- Transformando el TPDA a VHP :

$$VHP = 0.16(4396) = 703 \text{ veh/hora}$$

3.- Como $1020 > 703$ se trata de un nivel de servicio D.

c) Para 20 años.

1.- Suponiendo un nivel de servicio D y de las tablas 1,2,3 y 4 se obtienen los siguientes resultados :

Vehículo	TPDA	%	ET,B	TL, BL	WL	v/c
Auto	1,803	33.82	-	-	-	-
Autobús	13	0.25	2	0.997	-	-
Camión	3,515	65.93	2	0.602	-	-
Total	5,331			0.6	1	0.85

$$V_{sc} = 2000(0.60)(1)(0.85) = 1020 \text{ veh/hora}$$

2.- Transformando el TPDA a VHP :

$$V_{HP} = 0.16(5331) = 853 \text{ veh/hora}$$

3.- Como $1020 > 853$ se trata de un nivel de servicio D.

Si se supone que la conservación es adecuada y se mantiene la misma composición vehicular, el crecimiento del aforo provocará el deterioro del nivel de servicio, llegando a superar la capacidad dentro de veinte años, por lo que será necesario realizar una ampliación a corto plazo, debido a que de acuerdo a los cálculos realizados actualmente se tiene un nivel de servicio B, siendo que debería tener un nivel de servicio A, ya que se trata de una autopista de cuota de altas especificaciones.

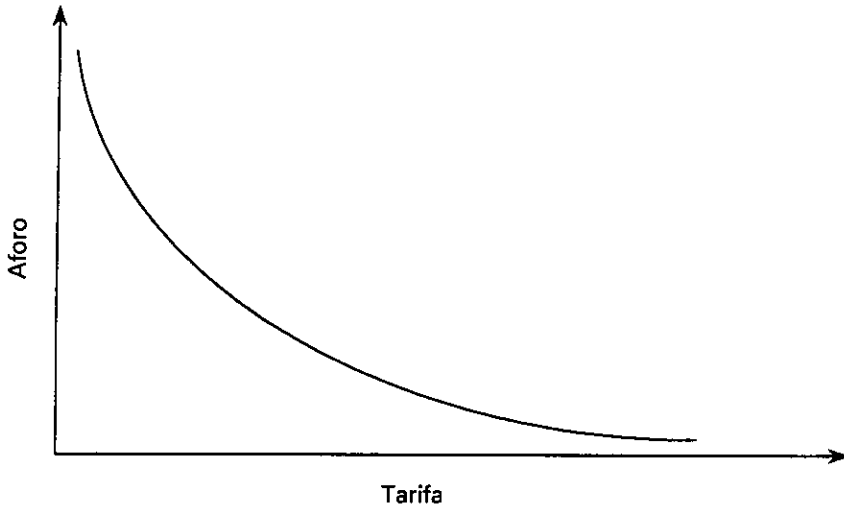
La modificación en la composición vehicular a partir de 1996 se debe a que se han realizado convenios entre la SCT y transportistas para fomentar el comercio con el puerto de Altamira, sin embargo al incrementar el aforo con cuotas preferenciales se induce en el deterioro del nivel de servicio que implica una erogación a corto plazo.

1.4 Tarifa óptima

Dado que se trata de una autopista de cuota, es indispensable considerar una tarifa que permita que se cumplan los aforos supuestos.

La relación aforo - tarifa se puede conceptualizar como una parábola con ambas ramas asíntotas a los ejes (gráfica 4), esto significa que para una tarifa infinita el aforo será cero y para una tarifa cero el aforo será infinito, aunque en realidad el aforo no pueda ser infinito ya que tiene como límite la demanda total.

Si definimos el ingreso de la autopista como el producto del aforo por la tarifa, es evidente que existirá un punto para el cual el ingreso se maximice, obtenido como el área bajo la cur-



Gráfica 4

va, que se traduce en la integral de una función. Sin embargo no es posible definir esta parábola ya que es necesario contar con al menos tres puntos, obtenidos con las mismas condiciones de operación, económicas y sociales ; si observamos el comportamiento histórico de aforos, resulta que no hay congruencia con la variación de tarifas, aún considerando el crecimiento del aforo, por lo que no es posible obtener estos tres puntos.

La importancia de maximizar el ingreso se discutirá en el capítulo del estudio económico - financiero.

El procedimiento utilizado para calcular esta tarifa se basa en definir dos observaciones de aforos de años consecutivos en los que se tenga una variación de tarifa y que no existan factores extraordinarios que incrementen o disminuyan el aforo, es decir si se toma el mes de septiembre para el primer año se deberá verificar que en el mes de septiembre del año siguiente los calendarios de vacaciones fueron los mismos, las variaciones del Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) reportaron incrementos similares, etc. Con estos dos puntos se puede definir una recta con pendiente "m" :

$$T = mA + b$$

donde:

T = tarifa,

A = aforo y

b = ordenada al origen

Para obtener la pendiente se utiliza la siguiente fórmula:

$$m = \frac{T_2 - T_1}{A_2 - A_1}$$

y para obtener la ordenada al origen se toma uno de los puntos, sustituyendo en la primera ecuación.

$$b = T - mA$$

Como ya se mencionó el ingreso se define como :

$$I = A \cdot T$$

que sustituyendo en las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$I = \frac{(T - b)}{m} \cdot T = \frac{T^2 - bT}{m}$$

que es una función que relaciona el comportamiento de aforo - tarifa con el ingreso.

Dado que se trata de una ecuación de segundo grado solo existe un máximo o un mínimo, para obtenerlo se utiliza el método de la primera derivada.

$$\frac{dI}{dT} = 2mT + b$$

igualando a cero y resolviendo la ecuación :

$$2mT + b = 0 \quad ; \quad T = \frac{-b}{2m}$$

con lo que se obtiene la tarifa óptima, sustituyendo en la ecuación de la recta el aforo correspondiente y multiplicando ambos el ingreso máximo.

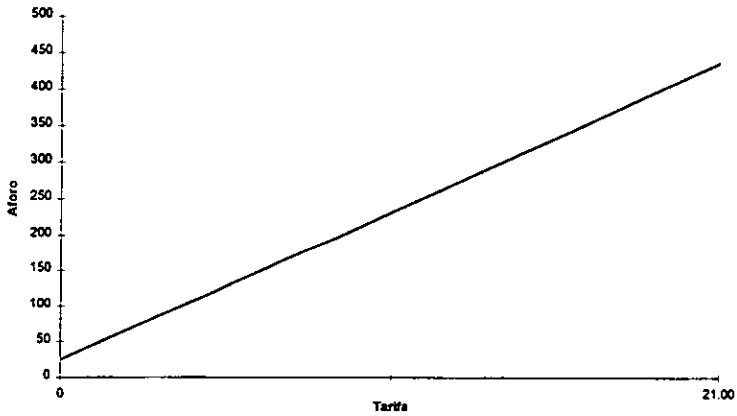
En la tabla 5 se muestran los valores obtenidos para las tarifas óptimas para automóviles (A), las gráficas de las funciones aforo - tarifa e ingreso - tarifa, en la que se observa que con una tarifa menor o mayor a la obtenida el ingreso disminuye.

Finalmente, se deberá implementar una tarifa que no sea fraccionaria y sea la más cercana al óptimo, en este caso será de 13.00 pesos.

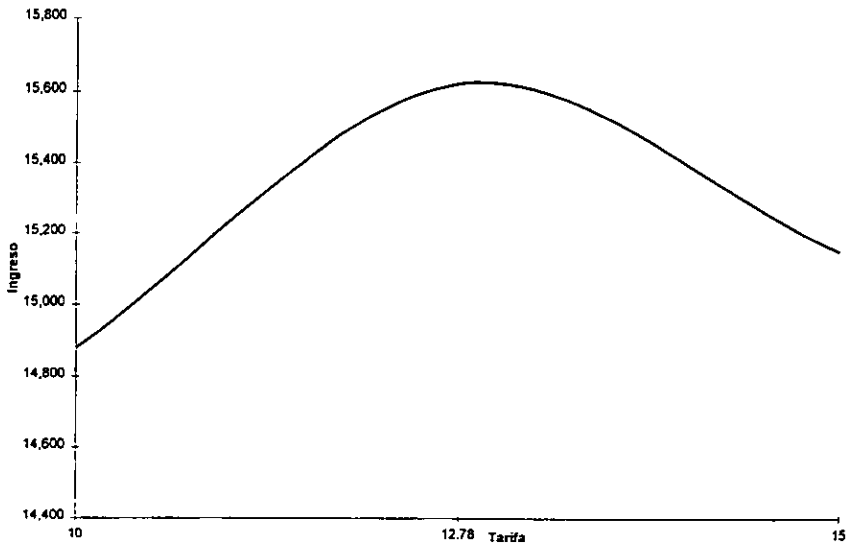
Tarifa óptima (automóviles)

Autopista	Tarifas		Aforos		m	P(0,T)	OPTIMOS		
	Nov-95	Nov-96	Nov-95	Nov-96			Aforo	Tarifa	Ingreso
Libramiento Poniente de Tampico	21.00	18.00	436	723	-0.010462	25.5660	1,222	12.78	15,619.19

Comportamiento aforo-tarifa



Comportamiento tarifa-aforo



Capítulo II

Estudios de geotecnia

II.1 Antecedentes

Para conocer las propiedades mecánicas del suelo por donde pasa el trazo del Libramiento y estar en la posibilidad de diseñar los terraplenes correspondientes y estimar su comportamiento, es necesario recabar información, tanto de la bibliografía existente, como la que resulta de pruebas de campo y pruebas de laboratorio.

Como resultado de la investigación bibliográfica realizada se encontró en un estudio realizado en 1995, lo siguiente :

"La región de Tampico y sus zonas aledañas se localizan dentro del estuario del Río Pánuco, en la subprovincia fisiográfica llamada de las costas bajas, al sur de la sierra de Tamaulipas, dentro de la llanura costera del Golfo de México; desde el punto de vista geológico la misma región se localiza dentro de la subprovincia Tampico - Mizantla, limitada al norte por el Río Guyalejo y al sur por las poblaciones de Nautla y Mizantla.

Durante la era mesozoica únicamente afloraban sobre la superficie del mar las tierras correspondientes a la plataforma de Tamaulipas, hacia el noreste de la región de Tampico, la cual se encontraba bajo las profundidades del océano; desde entonces la línea de costa se ha estado moviendo hacia el este, en un movimiento de regresión de los mares. Este fenómeno se aceleró a fines del mesozoico y a principios del terciario debido a los fenómenos tectónicos que tuvieron lugar en ese lapso.

A partir de la segunda mitad del oligoceno y durante el mioceno (ambos incluidos en la era terciaria), la depositación de suelos tuvo lugar en ambientes marinos poco profundos y costeros y finalmente, en el reciente se tuvieron aportaciones

continentales que dieron lugar al relieve que presenta la zona en la actualidad ; debido a su origen geológico la región presenta una topografía plana, característica de las áreas cubiertas con sedimentos depositados en aguas tranquilas.

La estratigrafía del subsuelo del estuario del Pánuco, se constituye desde la superficie del subsuelo hasta 43 m. de profundidad por arcillas blandas de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, con intercalaciones de arenas, limos y materia orgánica ; subyacen a estos depósitos arcillosos, en la zona donde se desarrolla la autopista, una serie de lutitas y margas arenosas de color gris - crema y probablemente puedan existir capas de arenas y areniscas con cementante calcáreo.

La resistencia al corte y la compresibilidad del depósito arcilloso fueron estudiadas ampliamente mediante pruebas de laboratorio: presión simple, ensayos de compresibilidad triaxial y de compresión unidimensional, así como con pruebas de campo: penetración estándar, veleta y cono eléctrico.

Los resultados indican lo siguiente: La plasticidad de las arcillas parece ser muy variable, aunque el límite líquido se reporta en general cercano a 50% (límite entre las arcillas de alta y baja plasticidad).

Existe una capa superficial de consistencia firme, de 3.0 m. de espesor aproximadamente, en la que la prueba de penetración estándar, N, arrojó valores de 15 golpes en promedio. Esta capa seguramente no existe en la parte del trazo del Libramiento cubierto por la laguna.

Subyaciendo a la capa antes mencionada y hasta 15.0 m. de profundidad, disminuye sensiblemente la resistencia, obteniéndose valores de $N = 5$ golpes en promedio, lo que corresponde a una consistencia blanda, y se detectaron estratos con espesores variables de 0.5 m. a 5.0 m., en los cuales la herramienta de penetración estándar bajó por peso propio, lo que indica una consistencia muy blanda.

En las zonas cubiertas por las aguas de la laguna estos materiales pudieran estar superficialmente contaminados con materia orgánica.

A partir de los 15.0 m. y hasta 35.0 a 38.0 m. de profundidad, se incrementa la resistencia a la penetración estándar a valores de 5 a 18 golpes, para aumentar gradualmente hasta llegar a 50 golpes, a los 40.0 m. de profundidad.

Los resultados de los ensayos de compresión triaxial de tipo UU y CU, reportados en la literatura, indican que la resistencia al corte de estas arcillas es muy baja : en prueba de tipo UU se obtuvieron valores de cohesión de 0.11 Kg/cm² y ángulo de fricción nulo, mientras que en prueba CU se reporta cohesión nula con 17.2 grados de fricción interna.

Por lo que respecta a la compresibilidad, el módulo de deformabilidad volumétrica, M_v varía de 0.10 a 0.15 cm²/Kg., dichos valores corresponden a una muy alta compresibilidad."

II.2 Pruebas de campo y laboratorio

Las preguntas que debe hacerse un ingeniero antes de realizar sondeos, para que la información resultante sea confiable⁶, son:

- 1.- ¿Qué tipo de sondeos?
- 2.- ¿Cuántos sondeos y en que lugar?
- 3.- ¿A qué profundidad deben realizarse ?

Los factores de los que dependen esta preguntas son: las características de la formación natural en la que se ejecutará la obra y las características de la obra de ingeniería por realizar. Estas últimas a su vez dependen de la distribución y magnitud de las cargas a las que se someterá el suelo.

Como ya se mencionó, dentro de la investigación bibliográfica se encontró que la formación del suelo fue por depositación, esto es debido a que la región es sensiblemente plana, lo que sugiere que su origen no es ígneo, el arrastre de materiales en la cuenca hidrológica y la emersión de la plataforma en la que se encuentra la región en estudio dieron lugar a suelos sedimentarios.

En experiencias en la construcción de autopistas con terraplenes de 5.0 m. de altura, se presentaron hundimientos de 100.0 cm. al cabo de 4.5 años de construidos. Lo que sugiere que la presencia de un estrato de gran espesor de suelos deformables.

Por otra parte en el libramiento se encontraron bien distinguidas dos zonas, la primera que cuenta con las características antes descritas, que va del Km. 0+000 al 5+600 y la segunda de este último cadenamiento a final de la autopista, en la que se encontró un suelo firme formado básicamente de arenas.

Seguramente esta distinción se debió a que antes de la emersión de la plataforma en la que se encuentra la zona los ríos Pánuco y Tamesí tuvieron una área hidráulica mayor por lo que el cauce también lo fue. En el caso del río Pánuco, éste depositó material (arcillas y limos) en el primer tramo del libramiento y el río Tamesí en el segundo (arenas). Otro factor que probablemente influyo es la elevación a la que se encuentra cada tramo, si tomamos una cota aleatoria el primer tramo tiene una cota menor que el segundo, por lo que en el primero, antes de la construcción del libramiento todavía se presentaba arrastre de materiales.

Para determinar el tipo de sondeos que será necesario realizar, se debe partir de un programa de pruebas de laboratorio con las que se obtengan las propiedades mecánicas del suelo requeridas para el proyecto. Sin embargo para definir el programa de pruebas de laboratorio es necesario realizar sondeos para la obtención de muestras, lo que nos lleva a un círculo vicioso; para evitarlo se realizan programas de exploración y muestreo preliminares.

Dentro de los métodos de exploración preliminar que consideramos adecuados para el caso del libramiento son los siguientes :

Método de penetración estándar.- Para realizar esta prueba se utiliza un muestreador (penetrómetro) de dimensiones establecidas, que consta de un prisma cilíndrico o caña de 80 cm. de longitud, de los cuales 50 cm. es hueco y en

el otro extremo cuenta con una rosca; el diámetro exterior es de 5.08 cm. y el interior de 3.5cm. La prueba consiste en enroscar al muestreador una tubería de perforación y dar golpes con un martinete de 63.5 Kg. que cae desde 76 cm., haciéndolo penetrar y registrando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. En cada avance de 30cm. se debe remover el muestreador y retirar el material de su interior, el cual constituye la muestra. Esta prueba es de gran utilidad ya que permite conocer, mediante correlaciones empíricas, en arenas el ángulo de fricción interna y un valor aproximado de la compacidad, y en arcillas el valor de la resistencia a compresión simple⁷ como se muestra en la tabla 6.

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u (Kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

Tabla 6

Se limita el número de golpes a 50, independientemente de la penetración lograda, ya que en caso de continuar se corre el riesgo de dañar el penetrómetro

Otros métodos existentes no son recomendados debido a que en los pozos a cielo abierto y el perforaciones con posteadora, la presencia de un nivel freático a baja profundidad, que es el caso del libramiento, hace que las muestras se obtengan en forma suspensión o altamente alteradas; en el método de lavado las muestras son excesivamente alteradas; en el método de penetración cónica, que es similar a la de penetración estándar, no existen las correlaciones entre el número de golpes y las propiedades mecánicas del suelo y no se obtiene una muestra; y las pruebas de perforación en boleos y grabas que se utiliza solo cuando con los métodos menciona-

dos no es posible penetrar estratos extremadamente duros, que por su origen es poco probable que sea el caso del libramiento.

En la tabla que a continuación se presenta, se indican los resultados promedio obtenidos en diferentes sitios :

Profundidad (m)	Tipo de suelo	No. de golpes
0.00 - 5.70	limo arcilloso, gris y café, blando con materia orgánica.	4
5.70 - 15.85	limo arcilloso gris de consistencia blanda poco firme.	5
15.85 - 19.15	arcilla gris, poco firme a blanda.	7
19.15 - 23.80	arcilla gris, limosa, firme a blanda, con vestigios de turba.	10
23.80 - 29.65	limo arcilloso, gris, firme a blanda con pocos fósiles marinos.	9
29.65 - 33.25	limo arcilloso, gris, firme a muy firme con pocos fósiles marinos.	16
33.25 - 36.85	arcilla poco limosa, gris claro, muy firme a dura.	27
36.85 - 38.65	limo arcilloso café muy firme a muy duro, poca arena fina.	31
38.65 - 42.85	limo café muy duro.	50
42.85 - 45.45	limo café muy duro, con pequeñas capas de arena fina.	50

Otro método que se utilizó en el libramiento fue la prueba "in situ" por medio de la veleta⁸, para determinar la resistencia al corte del suelo. Este método consiste en hinca una veleta, generalmente de cuatro aspas, que cuenta con un vástago en la parte superior en la que se aplica gradualmente un momento en donde existe un mecanismo apropiado para medirlo, hasta que el suelo ceda. Normalmente se realiza una perforación ligeramente menor al nivel en que se vaya a realizar la prueba. De esta forma la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo. Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en la base del cilindro como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será :

$$M_{RL} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

despreciando el área del vástago, y considerando que en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como sector circular $2/3 \times D/2$ (figura 1), el momento generado en cada base del cilindro valdrá :

$$M_{RB} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

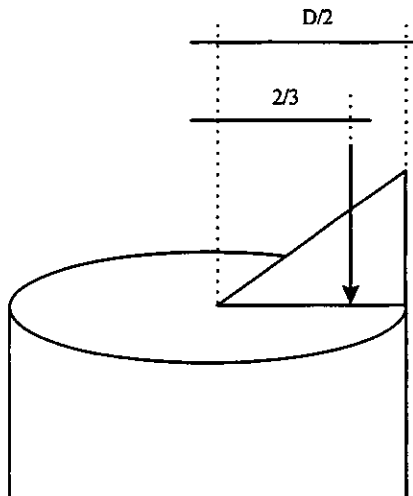


Figura 1

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado (M_{MAX}) :

$$M_{max} = M_{RL} + 2M_{RB} = \frac{1}{2\pi} D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

de donde :

$$s = \frac{M_{max}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)}$$

Las desventajas de utilizar este método son el no poder determinar los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla, que no es conveniente utilizarse para determinar la resistencia de suelos frágiles, pues la curva esfuerzo - deformación obtenida resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo y el área de la sección varía durante la aplicación, lo que conduce a efectuar correcciones.

A partir de las pruebas de penetración estándar y los datos obtenidos sobre el origen geológico del suelo, se puede responder a la segunda pregunta, el número de sondeos; éste deberá ser grande ya que la acumulación de materiales fue aleatoria por lo que no se puede hablar de uniformidad.

El número de sondeos a efectuar debe ser determinado en campo, el procedimiento consiste en dividir la distancia total por donde se pretende construir el libramiento, dividiéndolo en tramos. En cada tramo se realizan dos sondeos, lo más distantes posible, para el tramo subsecuente se toma como primer sondeo el último del tramo anterior, tal como se muestra en la figura 2:

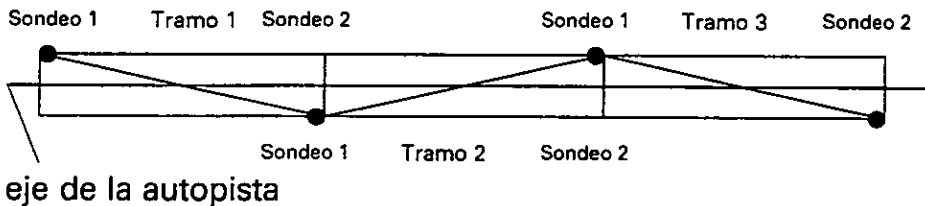


Figura 2

Se comparan los resultados obtenidos, si la estratigrafía es muy similar se puede suponer que en toda la longitud del tramo se tiene esa formación ; si por el contrario los resultados muestran diferentes estratigrafías, será necesario realizar sondeos intermedios hasta encontrar resultados similares. Desafortunadamente en la práctica es muy difícil que este procedimiento se lleve a cabo, ya que las obras públicas se adjudican por licitación en las que se compite por integrar precios unitarios bajos a fin de ser el ganador, al no conocer el número de sondeos necesarios se supone un número arbitrario, que de ser mayor,

difícilmente se destinarán recursos económicos para realizarlos ya que estarían fuera de los conceptos base de la licitación.

En cuanto a la profundidad a la que deberán realizarse los sondeos, para el primer tramo del Km. 0+000 al 5+600, lo que interesa es el espesor del estrato de suelo deformable, de donde se obtiene también la profundidad a la que se encuentra un estrato firme, en caso de utilizar pilotes de punta para la cimentación de los puentes.

En los sondeos realizados al primer tramo, como la preocupación de falla del suelo es por deformación o también llamada cinemática, se deberán obtener muestras de cada estrato hasta llegar a una profundidad tal a la que el suelo no detecte la presencia de la obra de ingeniería. Para obtener dicha profundidad se recomienda utilizar la teoría desarrollada por Boussinesq, que se basa en suponer los esfuerzos que una sola carga vertical concentrada actuante en la superficie horizontal de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, induce en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio. Dicha teoría es un caso particular del problema de Mindlin, el cual supone la existencia de un sólido que ocupa la región del espacio $z > 0$, en cuyo interior obra una carga concentrada P , aplicada en el punto $Z=c, r=0$ (figura 3).

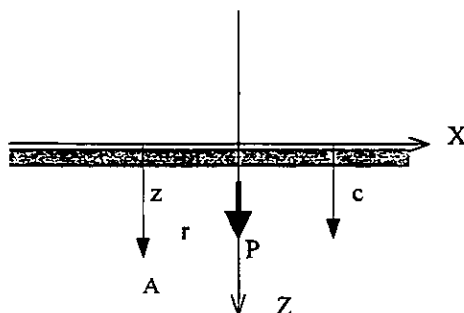


Figura 3

La teoría de Boussinesq supone $c=0$, con lo que la carga concentrada queda aplicada en la frontera del medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico. Obteniendo las siguientes fórmulas :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{r^5}$$

$$\tau_{xy} = \frac{P}{2\pi} \frac{xy}{r^3} \left[(2\mu - 1) \frac{z + 2r}{(z + r)^2} + \frac{3z}{r^2} \right]$$

$$\tau_{xz} = \frac{3P}{2\pi} \frac{xz^2}{r^5}$$

$$\tau_{yz} = \frac{3P}{2\pi} \frac{yz^2}{r^5}$$

La aplicación de esta teoría se desarrolló también para diferentes condiciones de carga, que para el caso del Libramiento, se recomienda aplicar la de carga rectangular uniformemente cargada, cuya fórmula se presenta a continuación:

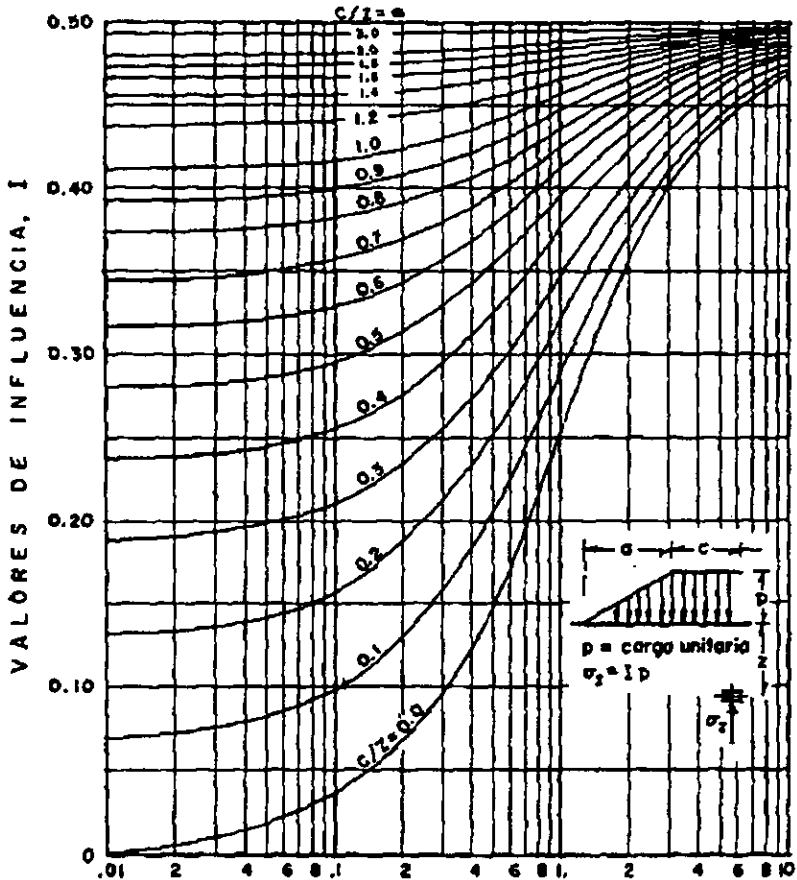
definiendo : $m = \frac{x}{z}$ y $n = \frac{y}{z}$, que son intercambiables :

$$\frac{\sigma_z}{w} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{\frac{1}{2}}}{(m^2 + n^2 + 1) + m^2n^2} \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{angtan} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{\frac{1}{2}}}{(m^2 + n^2 + 1) - m^2n^2} \right)$$

Si al segundo miembro de la ecuación se le llama w_0 , puede tabularse su valor en función de distintos m y n . Para encontrar el valor de w_0 en un punto A bajo una esquina de la superficie rectangular uniformemente cargada se procede a calcular las distancias x y y , con las que se pueden obtener los valores de m y n para diferentes profundidades z a lo largo de la vertical. Con la ayuda de gráficas es posible calcular w_0 y aplicar a la ecuación :

$$\sigma_z = w \cdot w_0$$

J.O. Osterberg⁹, propuso una solución gráfica para el caso de terraplenes (gráfica 5) en la que las variables son la mitad del ancho de corona y el ancho del talud, para este caso se considera una sección típica, con 12 m. de ancho de corona y 8 m. de ancho de talud y aceptando que para un valor de influencia de 0.1 se obtiene que la profundidad a la que se realicen los sondeos deberá ser de 61 m.



Gráfica 5

Para el caso del segundo tramo (Km. 5+600 en adelante), como el suelo es poco deformable, la falla que preocupa es por esfuerzo o dinámica, por lo que los sondeos deberán realizarse a la profundidad máxima en la que se presenta la superficie de falla, tal como se describe en la teoría desarrollada por Terzaghi

El Dr. Karl von Terzaghi desarrolló una teoría para el cálculo de la capacidad de carga para cimientos poco profundos, que son aquellos en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante D_f). En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel ha-

cia abajo. Existieron otras teorías previas, como la de Prandtl y Meyerhof, a diferencia de que Terzaghi no desprecia el peso propio de la cuña que se desplaza con el cimiento, al considerar el equilibrio de las fuerzas verticales que actúan sobre el mismo. Con estas consideraciones determinó que al producirse la falla se desarrolla una superficie que consta de una sección recta y una semi espiral logarítmica, tal como se muestra en la figura 4.

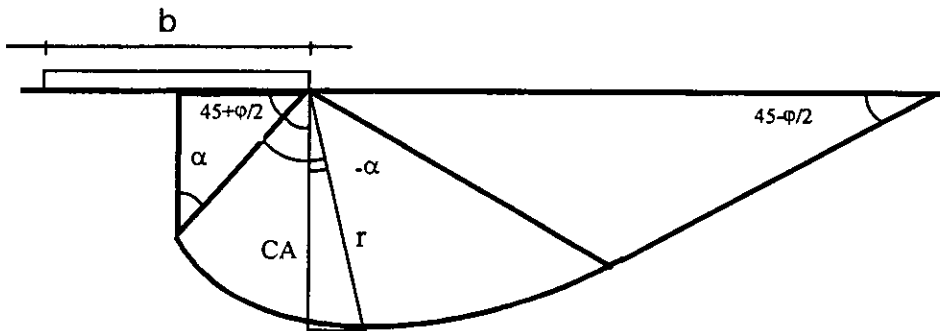


Figura 4

La ecuación que describe la sección semi-espiral logarítmica esta dada por :

$$r_0 = \frac{b}{2 \left(\cos 45 + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad ; \quad r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$$

Como parte de una tarea planteada en la clase de Problemas de Geotécnia, se solicitó obtener esta profundidad, el resultado que se entregó es el siguiente :

$$\cos(\theta - \alpha) = \frac{CA}{\frac{b}{2} \left(\frac{1}{\cos 45 + \frac{\varphi}{2}} \right) e^{\theta \tan \varphi}}$$

$$CA = \frac{b}{2} \frac{\cos(\theta - \alpha) e^{\theta \tan \varphi}}{\cos 45 + \frac{\varphi}{2}}$$

utilizando el criterio de la primera derivada para obtener el máximo de la función :

$$\frac{dCA}{d\theta} = \frac{b}{2} \frac{1}{\cos 45 + \frac{\varphi}{2}} \left[\cos(\theta - \alpha) \tan \varphi e^{\theta \tan \varphi} - \sin(\theta - \alpha) e^{\theta \tan \varphi} \right]$$

igualando a cero :

$$0 = \frac{b}{2} \frac{e^{\theta \tan \varphi}}{\cos 45 + \frac{\varphi}{2}} \left[\cos(\theta - \alpha) \tan \varphi - \sin(\theta - \alpha) \right]$$

$$0 = \cos(\theta - \alpha) \tan \varphi - \sin(\theta - \alpha)$$

despejando α :

$$\tan \varphi = \frac{\sin(\theta - \alpha)}{\cos(\theta - \alpha)} \quad ; \quad \tan \varphi = \tan(\theta - \alpha)$$

$$\varphi = \theta - \alpha \quad ; \quad \theta = \varphi + \alpha$$

$$CA = \frac{b}{2} \frac{\cos \varphi}{\cos 45 + \frac{\varphi}{2}} e^{(\varphi + \alpha) \tan \varphi}$$

Con este resultado la profundidad máxima de la curva de falla se puede obtener en función del ángulo α y el ángulo de fricción interna del material.

Tomando un ángulo $\alpha = 30^\circ$ y con una plantilla de trabajo $b = 38\text{m}$.

$$\alpha = 90 - \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 30^\circ$$

$$CA = \frac{38}{2} \frac{\cos 30}{\cos 45 + \frac{30}{2}} e^{(0.5235 + 0.5235) \tan 30}$$

Así, la profundidad a la que deberán llevarse los sondeos es de:

$$CA = 60.23m$$

Dentro de las pruebas de laboratorio, se realizaron pruebas de compresión triaxial ya que con esta prueba se pueden obtener las características esfuerzo - deformación y resistencia de suelos sujetos a esfuerzos cortantes. El tipo de prueba a realizar debe ser tal que refleje en el laboratorio las condiciones a las que el suelo será expuesto dependiendo la obra de ingeniería de que se trate. En esta prueba se realiza normalmente utilizando especímenes cilíndricos protegidos por una membrana impermeable, para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En estas se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo serán. La cámara es llenada con agua a presión, que puede regularse con un compresor y la carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que ejerce la cámara, por ser hidrostática, ejerce solo esfuerzos principales (σ_3), en las bases de éste se ejerce la misma presión y adicionalmente la carga ejercida por el vástago, generando en esa dirección un esfuerzo igual a :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr. Debe observarse que esta prueba la muestra está sujeta a esfuerzos tridimensionales, pero dos de ellos son iguales, por lo que aparentemente debería tratarse de con la solución general de Mohr, que envuelve tres círculos diferentes; por lo que se simplifica a un círculo.

Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra en que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de estos factores tratando de reproducir las condiciones reales de cada caso. Con este fin se generalizaron en los siguientes tipos de pruebas:

Prueba lenta (CC).- La característica fundamental es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primero se somete al suelo a una presión hidrostática y cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo ; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es sometida a la carga axial hasta llegara la falla, haciendo incrementos pequeños para que la presión en el agua se reduzca a cero ya que se permite que el agua drene.

Prueba rápida - consolidada (UC).- Se inicia también aplicando una carga hidrostática, permitiendo el restablecimiento del equilibrio interno. La muestra se lleva a la falla por un rápido incremento de carga axial, de tal manera que no permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no se permita ninguna consolidación adicional en el periodo de falla.

Prueba rápida (UU).- En esta, no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. El procedimiento es igual al de la rápida consolidada. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución.

II.3 Alternativas de solución de terracerías

En este capítulo se formula una nueva propuesta de diseño de terraplenes, la cual pretende ofrecer ventajas sobre las existentes.

Para el desarrollo del terraplén en zona de pantano se requirió de 40,522 m³ de material para la formación de la plantilla de trabajo, 51,921 m³ para la precarga, lo que suma un volumen de 92,443 m³ de material, considerando que el volumen total extraído de los bancos utilizado para toda la carretera fue de 117,430 m³ y que el tramo en la zona de pantano es de 1/3 de la longitud total del libramiento, es claro el uso de una porción de volumen de material considerable, lo que debió repercutir sensiblemente en el presupuesto total de la obra.

Si bien es razonable que exista una demanda mayor de material para construir las terracerías en suelo blando que el requerido en zona firme, principalmente por las condiciones mecánicas del terreno de apoyo en cada caso, sin embargo, debería de cuidarse más el aprovechamiento de los recursos en zona de pantano ya que por los grandes requerimientos de material se genera por consecuencia un mayor uso en la maquinaria, trabajadores, etc. y como desenlace un mayor desgaste económico.

El método de diseño empleado por el concesionario, adoptado de la SCT, se caracteriza por el uso de un geotextil que comprende toda la base del cuerpo del terraplén logrando una discontinuidad entre el terreno de apoyo y el material que conforma las terracerías, por otro lado como solución ante la eminente complejidad de lograr la estabilidad de las estructuras sobre suelos blandos cuyo comportamiento mecánico ofrece poca o casi nula resistencia ante los esfuerzos cortantes, se decide utilizar un contrapeso que evite el desplazamiento vertical del terreno ubicado en los costados del cuerpo del terraplén, al evitar que dichos desplazamientos se generen simultáneamente se evitan hundimientos en las terracerías. Dicho contrapeso utilizó buena parte de los volúmenes de material antes mencionados, son colocados en cada lado del

cuerpo del terraplén, ocupando 9 m. de ancho cada una. A este contrapeso se le conoce como bermas.

Por supuesto el método de diseño indica que de no colocar las bermas no existirá un contrapeso que equilibre la presión ejercida por el peso propio del terraplén, lo que permitiría el desplazamiento lateral del suelo facilitando el colapso del terraplén.

Por otra parte se tienen registros anotados en capítulos anteriores, donde se detallan hundimientos diferenciales que indican una falla por cambio de forma en el terreno de apoyo, aún colocando las bermas, dichos desplazamientos repercutieron evidentemente en el buen comportamiento mecánico del terraplén, lo que se resume en un nivel de servicio diferente al planeado en el momento de escoger dicho método de diseño. Sin embargo, a pesar de que los hundimientos han logrado sumar más de 4 m., este desplazamiento cada vez es menor y se espera que se llegue a la estabilidad de las terracerías, lo que permitirá la colocación de la carpeta asfáltica.

Con lo descrito acerca del método de diseño empleado por el concesionario se invita a proponer un método que utilice menos material, tiempo y logre un funcionamiento impecable, lo que lograría ofrecer un terraplén más económico y más funcional.

Para lograr estas condiciones se propone no usar bermas lo que representa un ahorro en el acarreo, acomodo y compactación de por lo menos $1/5$ de lo utilizado en el tramo que comprende la zona de pantano.

De esta manera se propone la construcción de un terraplén cuyo método de diseño encuentre la forma de ser soportado por el terreno de apoyo de manera tal, que no sea necesario buscar un contrapeso, y se logre un equilibrio entre la presión que representa el peso propio de las terracerías y las características mecánicas favorables que ofrecen los suelos blandos.

Como consecuencia a la búsqueda de cómo podría lograrse una estabilidad permanente en el cuerpo del terraplén, se presenta una observación fundamental la cual indica que en

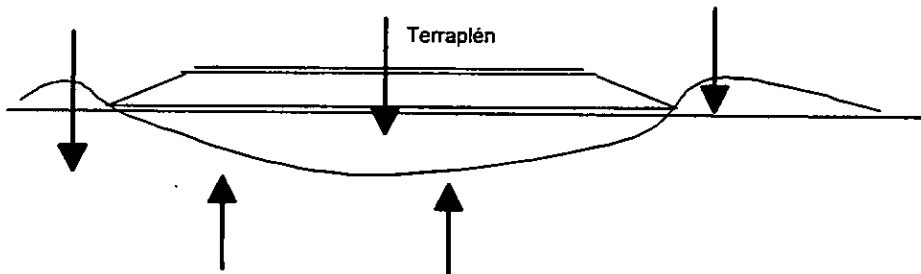
el caso del suelo blando en la zona de pantano por la cual cruza el trazo del libramiento, existe un suelo saturado, de no ser así, por ejemplo, si los espacios vacíos estuvieran ocupados por aire el cambio de volumen implicaría la presencia de otras condiciones mecánicas propias del terreno de apoyo y por consecuencia la búsqueda de otras soluciones. Por lo tanto, se entiende que el suelo en estudio se comporta como un fluido, y consecuentemente no se presentan cambios de densidad¹⁰.

En el momento de colocar el cuerpo del terraplén sobre el terreno blando, este último sufre un cambio de presión pero no de volumen, sin embargo, dicha presión provoca como efecto una tendencia al desplazamiento es decir existe una deformación por cambio de forma.

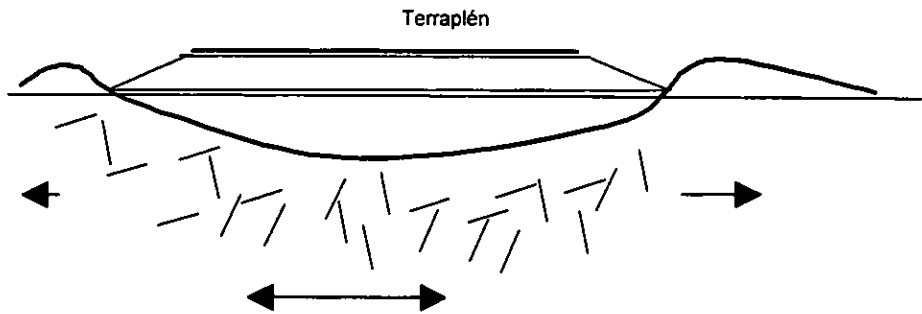
Como se busca un estado de equilibrio que permita minimizar cambios de volumen y de forma, la propuesta de mantener a flote el terraplén cumple con la primera condición, ya que el suelo blando en estudio es incompresible, su cambio de densidad y no reacciona por la aplicación de presiones.

Como paso siguiente el éxito de la propuesta dependerá de lograr que las partículas que componen el terreno de apoyo no sean desplazadas ante el incremento de presión.

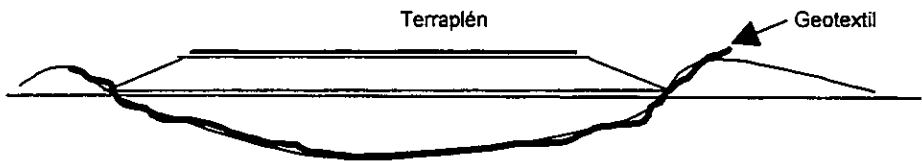
Cuando se colocan las primeras capas, del cuerpo del terraplén este necesariamente sufrirá un ligero hundimiento ya que el desplazamiento de las partículas en la superficie del terreno de apoyo es prácticamente inevitable, sin embargo, este desplazamiento vertical representa un contrapeso natural ya que su peso propio ejercerá un esfuerzo que ayude a mantener al terraplén a flote. En la siguiente figura se presenta la dirección de estas fuerzas :



Por otra parte a pesar de que el terreno de apoyo presenta condiciones similares a las de un fluido, en cuanto tener poca o nula resistencia a los esfuerzos cortantes y alta resistencia a los esfuerzos normales el suelo blando tiene una estructura constituida por sus partículas sólidas que hacen que su comportamiento sea distinto al de un fluido. El suelo tiene una estructura de partículas sólidas con un acomodo que presenta inercia ante el cambio de forma, esta resistencia sumada al contrapeso natural que genera la emersión del volumen desplazado logran un equilibrio que se manifiesta en la flotación del cuerpo del terraplén.



Para desarrollar el método de diseño antes mencionado es conveniente el uso del geotextil, y la aplicación del material deberá ser uniforme provocando que el terreno de apoyo solo trabaje con esfuerzos normales, compactándose a bandeado y generar una estructura cuya forma geométrica sea cóncava en la base para no generar el acomodo de las partículas ante la presencia de las terracerías.



La hipótesis de dicha propuesta esta sustentada en que el terreno de apoyo tiene una estructura, la cual esta formada por sus partículas sólidas.

II.4 Cimentación de puentes

Debido a que la profundidad a la que se encuentra un estrato poco deformable sobre el cual se pueda apoyar la cimentación es grande, es necesaria la utilización de pilotes, ya sean de punta ó de fricción.

El diseño estructural de los puentes construidos en el libramiento consiste en una superestructura formada por una losa de concreto reforzado apoyada sobre traveses de concreto reforzado, que a su vez es soportada por pilotes. Se decidió utilizar este tipo de estructura en parte debido a que en la etapa de planeación del proyecto la SCT tenía almacenados numerosos pilotes de sección circular y a que este tipo de estructura resulta más económica que, por ejemplo, puentes con tensores (colgantes) o estructuras a base de armaduras en las que hubiera sido necesario adquirir el acero necesario además de la construcción de una losa.

El tipo de pilotes a utilizar, depende del diseño de los terraplenes. Si los terraplenes se diseñan con un procedimiento tal que permita que no se presenten hundimientos ocasionados por las consolidaciones primaria y a largo plazo, o que éstos sean pequeños, podrán utilizarse pilotes de punta. En el caso de que se tengan previstos hundimientos en los terraplenes, deberán usarse pilotes de fricción que presenten hundimientos semejantes a los de los terraplenes, en los mismos periodos de tiempo para evitar deformaciones en los accesos a los puentes.

Debido a que al realizar el hincado de pilotes se produce remoldeo del material disminuyendo la resistencia al esfuerzo cortante, que con el paso del tiempo se recupera debido a disipación de presiones en el agua en exceso de las hidrostáticas, no es recomendable utilizar fórmulas dinámicas para determinar la capacidad de carga de pilotes de punta hincados a golpes, como es el caso de la fórmula del Engineering News, ya que no se toma en cuenta la consideración mencionada.

La experiencia en las arcillas blandas saturadas muestra que la adherencia entre el fuste del pilote y la arcilla es muy

similar al de la cohesión de ésta, calculada en prueba rápida o aún con base en una prueba de compresión simple.

Tomlinson¹¹, propuso la siguiente tabla en base a numerosas pruebas, en la que determina la relación entre la cohesión (c) y la adherencia (fa) :

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión, c, ton/m ²	Adherencia, fa, ton/m ²
Concreto y madera	blanda	0 - 4	0 - 3.5
	firme	4 - 8	3.5 - 4.5
	dura	8 - 15	4.5 - 7
Acero	blanda	0 - 4	0 - 3
	firme	4 - 8	3 - 4
	dura	8 - 15	no determinada

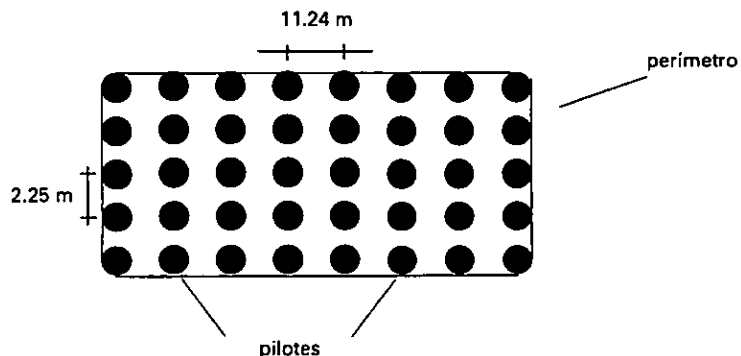
Nota : para valores intermedios interpolar

Una vez obtenida la adherencia y tomando un factor de seguridad de 2, se aplica la siguiente fórmula :

$$Q_{fa} = 2\pi D L f_a$$

Para determinar la capacidad de diseño, se debe suponer que los pilotes pueden trabajar individualmente o por grupo, calculando para el primer caso la capacidad de cada pilote y multiplicarlo por el número de pilotes ; y para el segundo caso tomar el perímetro del grupo de pilotes multiplicándolo por la longitud, tal como se muestra en la siguiente figura :

Planta del grupo de pilotes



Tomando la distribución de la figura anterior que corresponde al puente Chairel IV y una cohesión ponderada de 0.62 ton/m² y tomando en cuenta que para el primer intervalo el comportamiento es lineal, se obtiene la siguiente ecuación :

$$f_a = \frac{3}{4} c = \frac{3}{4} \cdot 0.62 = 0.465 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$Q_{fa} = 2\pi(0.50)(30)(0.465) = 43.825 \text{ ton} / \text{pilote}$$

multiplicando por el número de pilotes :

$$Q_{ad} = 43.825(40) = 1,753 \text{ ton}$$

Para el grupo de pilotes :

$$Q_{ad} = 2\pi(175.36)(30)(0.465) = 15,370.38 \text{ ton}$$

Por lo que la capacidad de carga de diseño deberá ser de 1,753 ton., lo que supone que los pilotes trabajan individualmente.

Capítulo III

Estudio de impacto ambiental

De acuerdo a lo establecido en Artículo 5° del Reglamento de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Impacto Ambiental, deberán contar con la autorización de la Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca (Semarnap), o en su caso del Instituto Nacional de Ecología (INE), las personas físicas o morales que pretendan realizar obras o actividades, públicas o privadas, que puedan causar desequilibrios ecológicos o rebasar los límites y condiciones señalados en los reglamentos y normas técnicas ecológicas, entre los que se puntualizan las vías generales de comunicación en el caso de carreteras y puentes federales.

En el artículo 9° del mismo Reglamento, se indica que para el caso de carreteras y puentes federales se deberá presentar una Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) en su modalidad general. Y a requerimiento de la Semarnap o INE, se realizará en las modalidades intermedia o específica.

Una manifestación general de impacto ambiental, de acuerdo al Artículo 10* del Reglamento, deberá contener como mínimo la siguiente información :

1. Nombre, denominación o razón social, nacionalidad, domicilio y dirección de quien pretenda llevar a cabo la obra o actividad.
2. Descripción de la obra o actividad proyectada, desde la etapa de selección del sitio para la ejecución de la obra en desarrollo de la actividad ; el área requerida ; el programa de construcción, montaje de instalaciones y operación correspondiente ; el tipo de actividad, volúmenes de producción previstos e inversiones necesarias ; la clase y cantidad de recursos naturales que habrán de aprovecharse,

tanto en la etapa de construcción como en la de operación de la obra o el desarrollo de la actividad ; el programa para el manejo de residuos, tanto en la construcción y montaje como durante la operación o desarrollo de la actividad y el programa para el abandono de las obras o el cese de las actividades.

3. Aspectos generales del medio natural y socioeconómicos del área donde pretenda desarrollar la obra o actividad.

4. Vinculación con las normas y regulaciones sobre uso del suelo en el área correspondiente.

5. Identificación y descripción de los impactos ambientales que ocasionaría la ejecución del proyecto o actividad, en sus distintas etapas.

6. Medidas de prevención y mitigación para los impactos ambientales identificados en cada una de las etapas.

En este capítulo se revisará la manifestación de impacto ambiental, que se realizó en 1993 por una empresa privada contratada por licitación pública por la SCT, haciendo hincapié en las medidas de mitigación que se concluyeron. También se explicará como funciona el modelo de evaluación de impacto ambiental que está siendo difundido por la SCT y se incluirá una corrida del modelo para el caso del Libramiento.

En las conclusiones finales se evaluarán ambos modelos, para que esta comparación sirva de punto de referencia en la evaluación de proyectos futuros.

III.1 Características del proyecto

Los datos generales, estudios de transporte y aspectos constructivos que contiene la MIA no se incluyen en este capítulo ya que se describen en otros capítulos.

El área de influencia del proyecto se identificó en los siguientes Municipios :

Municipio	Area	% del Estado	Localidades
Altamira	1,361.7 km2	1.70	246
Cd. Madero	62.9 km2	0.07	1
Tampico	68.1 km2	0.08	1
Total	1,492.7 km2	1.85	248

Fuente : Los municipios de Tamaulipas, Secretaría de Gobernación. Centro Nacional de Estudios Municipales.

La superficie total requerida se calculó considerando el derecho de vía y la longitud en que el trazo se mantuvo constante. Del Km. 0+000 al Km. 9+120, el derecho de vía es de 80.00 m. a partir de este punto al Km. 14+216 se tiene un ancho de 100.00 m. Esta determinación fue realizada por la Dirección General de Carreteras Federales en base al uso del suelo y disposición de su adquisición.

Se requirieron 72.96 Ha. del Km. 0+000 al Km. 9+120; a partir de este punto al Km. 14+216 fueron necesarios 50.96 Ha., por lo que el área total para el desarrollo de este libramiento fue de 123.92 Ha.

El desarrollo lineal de la carretera hace que esta cruce por distintos tipos de propiedades en los municipios de referencia, por esta razón, existen 4 modalidades de tenencia en los terrenos contiguos: federales, municipales, ejidales y de propiedad privada.

Para la construcción de este Libramiento se expropiaron siete terrenos particulares y se desincorporaron los terrenos del Ejido Tancol, así como parte de la Zona Federal de las Lagunas del Chairel y de Chamapán.

Los bancos de material que se utilizaron en la construcción de los terraplenes y rellenos de ésta carretera se muestran en la tabla 7.

Referente a los bancos de tiro, se anota que el material de despalme y el de cortes utilizados, el primero extendido en los taludes para protegerlos del intemperismo y el segundo material, o sea el de los cortes para los rellenos que requería el proyecto, por lo que no fue necesario utilizar bancos de tiro.

Nombre del Banco	Ubicación	Material
Minera I y II	A 4 km del entronque con la carretera a Ciudad Valles	Sub-base
Las Dunas	A 6 km del entronque con la carretera a Ciudad Mante	Sub-base
Anáhuac	A 17 km del entronque con la carretera a Ciudad Valles	Sub-base
Préstamo Lateral	Km. 5+700 al 7+800 del trazo en el derecho de vía	Terracerías

Tabla 7

III.2 Descripción del medio

La región geográfica donde se encuentra el Libramiento Poniente Tampico, pertenece a la planicie costera del golfo, con un sistema ecológico productivo caracterizado por pastizales inducidos que ocupan sitios antes cubiertos por la selva baja caducifolia espinosa (Flores y Geréz, 1988). El área de estudio está delimitada por los ríos Pánuco y Tamesí; se encuentra compuesta por un sistema lagunar formado por antiguos cauces o avenidas de estos ríos; se inunda por escurrimientos permanentes, transformándose de llanuras costeras en lagunas perennes con sedimentos marinos recientes.

En el área de construcción del libramiento, predominan las llanuras abiertas inundables, con terrenos de bajo valor agrológico, debido entre otras causas, por estar compuestos de suelos en fase sódica salina.

Geología.- En la región donde se aloja el libramiento corresponde básicamente al área geológica más reciente : el cenozoico, en la formación del cuaternario, en el período del pleistoceno¹². Todos los afloramientos del cenozoico se encuentran paralelos a la costa, entre ésta y la Sierra Madre Oriental, con orientación NO y SE y formando la llanura costera del Golfo de México. Esta llanura se encuentra representada principalmente por planicies aluviales, lacustres y marinos : con un de-

sarrollo de lagunas costeras y marginales a lo largo de la línea de costa, así como por formaciones de dunas y barras.

El periodo del paleozoico se caracterizó por la acumulación de aluviones sobre formaciones terciarias. Los aluviones provenientes del interior se acumularon en la desembocadura de los ríos en donde las pendientes son poco pronunciadas.

El área del proyecto se encuentra comprendida dentro de la provincia fisiográfica "Llanura Costera del Golfo Norte". Esta provincia abarca la mayor parte del Estado y se caracteriza por la existencia de dos cuencas sedimentarias. La cuenca en la que se encuentra la obra es la de Tampico - Mizantla. Presenta una litología de suelos: aluvial, eólico, lacustre y litoral.

Su origen es tectónico, corresponde a la era cenozoica a partir de la cual, movimientos lentos de levantamientos han conformado la planicie tal como se tiene hasta el momento del estudio (1993). La evolución ha diferenciado dos subprovincias, de las cuales el área del proyecto se encuentra en la subprovincia de la Costa Baja, que va desde el Trópico de Cáncer hacia el sur, hasta limitar con el Estado de Veracruz (Jauregui et al, 1978).

En la costa predominan rocas terciarias seguidas hacia el interior del Estado por lutitas y areniscas del cretácico superior. Las formas resultantes en esta litología alternan con rocas ígneas basálticas del cenozoico, producidas a partir de intrusiones de relieves volcánicos.

A esta zona pertenece la región conocida como la Huasteca, la que presenta una gran importancia para la economía de la zona.

La geomorfología de la zona en estudio, se caracteriza por ser una costa de emersión cuya formación es reciente (plioceno-pleistoceno), de tal manera que la acumulación de los sedimentos en la orilla origina una serie de barras paralelas, las que dan lugar a la formación de los cordones litorales y las albuferas. Presenta una morfología de esteros en la desembocadura del Río Pánuco (lagunas de Altamira y Chairel).

Hidrología .- El proyecto se encuentra ubicado en la región hidrológica RH-26 Bajo Río Pánuco y comprende una extensión de 16,226.07 km² que corresponde al 20.79 % de la

superficie total de la entidad. Es considerada como una de las cinco más importantes del país, tanto por el volumen de sus escurrimientos, como por el área que ocupa. Pertenece a la vertiente del Golfo de México y en ella se encuentran ubicadas, dentro del estado de Tamaulipas, poblaciones de gran desarrollo como Tampico, Cd. Madero y Jaumave.

La cuenca del Río Tamesí ocupa dentro del estado un área de 15,256.50 km². Esta corriente se origina en el Estado de Tamaulipas y es uno de los tres afluentes más importantes del río Pánuco. Gran parte de su recorrido lo realiza con el nombre de río Guayalejo, drenando con un rumbo dominante noroeste - sureste.

Los ríos que confluyen en la parte suroeste de Tampico son : el Pánuco y el Tamesí ; el primero de ellos forma una cuenca de 96.958 Km² cuadrados y arroja un caudal de 16,500 millones de m³ anuales. La unión de estos ríos forma una de las corrientes más caudalosas de la República Mexicana que desemboca en el Golfo de México.

La mayor concentración de lagunas se localiza en la margen izquierdo del Río Pánuco, encontrándose entre las más importantes las lagunas del Chairel, de Vega, Escondida, Champayan, Quintero y la Tortuga. Estos cuerpos de agua tienen como uso el aprovisionamiento de agua dulce a las poblaciones aledañas y a la industria regional, así como el aprovechamiento en actividades agropecuarias.

El río Tamesí, se origina en el Valle de Palmillas, municipio de Jaumave, con el nombre de Río Guayelejo y al llegar al límite con el estado de Veracruz cambia de nombre por el de Tamesí. Recibe afluentes de importancia, como son los ríos Sabinas, Frio, Mante, el Naranjo y Tontoan, cubriendo una superficie total de cuenca de 17,690 Km². La corriente principal tiene una longitud total de 430 km. y converge en Tampico hacia el Pánuco, 16 Km. antes de desembocar al mar, en la barra de Tampico. Esta cuenca es la que soporta la mayor carga orgánica en la entidad, ya que recibe grandes cantidades de ésta desde el inicio de su cauce en el Distrito Federal y durante su recorrido por las localidades de Pachuca, Cd. Valles, Pánuco y Tampico.

Debido a la gran cantidad de sustancia que reciben sus aguas, se ha clasificado su contaminación como de primer grado y de inmediata atención. Las zonas más afectadas con esta problemática dentro del Estado son las ciudades de Tampico y Madero, el corredor industrial de Altamira, la refinería de Cd. Madero y el ingenio de Cd. Mante.

En la zona existen acuíferos semiconfinados constituidos por depósitos del terciario así como semiconfinados y libres formados por depósitos aluviales del cuaternario. Los acuíferos se encuentran dentro de las unidades geohidrológicas consideradas en los intervalos de material consolidado y no consolidado con posibilidades medias de explotación como acuífero.

La zona está constituida por depósitos calcáreos del cretácico superior, que ofrecen las áreas con mayores posibilidades de explotación. La presencia de manantiales con caudal abundante constituye una clara evidencia de acuíferos de buen potencial.

Climatología.- La Zona donde se ubica el proyecto, se encuentra dentro de la región de clima cálido y extremo con temperaturas promedio anuales de 24°C, alcanzando las más altas un promedio de 36.8°C y las mínimas un promedio de 9.7°C. Los vientos predominantes en otoño e invierno son los denominados "nortes", mientras que en las otras estaciones varían de sur a norte. Las estaciones climatológicas de influencia en la zona reportan que aproximadamente el 69% del año se presentan las temperaturas mayores a los 26.6°C cifra que representa cerca de 252 días. En el análisis histórico de series climáticas (1941-1970) la temperatura máxima alcanzó los 42.7°C en el año de 1953 y la mínima extrema 0°C en 1962. La región está expuesta a los fenómenos de tipo hidrometeorológicos, siendo comunes los ciclones y los vientos huracanados, que en más de una ocasión han afectado seriamente a los habitantes del municipio. Con una frecuencia de 0.4 al año durante los meses de agosto a septiembre (porcentaje que representa 11 eventos durante el periodo analizado) (Jauregui; 1989). La temporada de vientos con mayor velocidad (107 m/s), transcurre durante los meses de marzo a junio; estos vientos se presen-

tan con la frecuencia de 21.3 % al año y en general provienen del norte. Los vientos de este, son los que se presentan con mayor frecuencia (68.8% del año) y con una velocidad media de 4.6 m/s y 5m/s en los meses de mayo y abril, respectivamente.

La precipitación anual varía de 788.6 a 1,004.10 mm.; siendo julio el mes más lluvioso, que algunas veces llega a tener arriba de los 1000 mm. La época de estiaje está determinada dentro del periodo de febrero a abril con un promedio de precipitación del orden de 17.1 mm/periodo y la temporada de mayor precipitación va de junio a octubre, con un promedio de precipitaciones de 168.6 mm/periodo, con variaciones desde 282.5 mm. en el mes de septiembre a 129.8 mm. en agosto.

Edafología- En la zona del proyecto los suelos predominantes son los de tipo regosol. Este tipo de suelo se presenta en zonas pantanosas en donde el drenaje es deficiente. Se asocia con la desembocadura de ríos como el Tamesí o bien con zonas salino sódica. Rodeando la laguna del Chairel se encuentran dos zonas, una con suelos primarios de tipo solonchak órtico (Zo) y la otra con suelos secundarios solonchak gleyico (Zg) de textura media. También se reportan suelos terciarios que corresponden a la clasificación de vertisol pélico (Vp), con clase textura gruesa. Estos suelos son eminentemente salinos y presentan una conductividad de 4 a 16 ohms/cm a una temperatura de 25°C.

En la zona hacia la población de Tamós, los suelos primarios pertenecen a la clasificación de feozem háplico (Hh) y los secundarios tipo regosol calcárico (Rc) de clase textura media. Dentro de la región de Tancol y la periferia de la laguna de Champayán existen tres categorías de suelos; cambisol gleyico (Bg), cambisol eútrico (Be) y vertisol crómico (Vc), todos con textura media.

Las características de saturación de bases por tipo de suelo se presentean en la tabla 8.

Orografía.- Manifiesta dos elevaciones importantes. El cerro de Adonegui, al oriente y el denominado Mata Redonda. El resto de la superficie es plana.

ZONA	CLAVE	% de saturación de bases	% de saturación de sodio
Tampico	Re	100	<50
Moralillo-Laguna de Chirel	Zo	100	<50
	Zg	-	-
	Vp	>50	<15
	Re	100	<15
	Hh	100	<15
Tamos	Hh	100	<15
Tanco - Laguna	Rc	100	<15
Champayán	Bg	-	-
	Be	-	-
	Vc	100	<15
Laguna la Tortuga	Hc	100	<15
	Vp	>50	<15

Fuente : INEGI, Cartas edafológicas esc. 1:250,000

Tabla 8

Vegetación.- El área del proyecto se encuentra florísticamente en el Reino Neotropical, Región Xerofítica Mexicana, Provincia Planicie Costera del Noreste. En la Zona del proyecto se encuentran los siguientes tipos de vegetación : manglar, tular popal y vegetación secundaria de selva baja caducifolia espinosa.

Manglar.- Se encuentran distribuidos en la región tropical a todo lo largo de la planicie costera donde la topografía ha permitido la entrada de agua de mar, formando esteros o lagunas saladas que permiten el establecimiento de estas especies. Se localiza en las lagunas del Chairel, en los márgenes del Río Tamesí, así como en las lagunas del Carpintero, Chila, y las Salinas del Río Pánuco. La característica fisionómica más notable en esta comunidad es el tipo de adaptación que presentan los sistemas radiculares de lagunas de las especies componentes. Estas adaptaciones son las raíces zancudas y los neumatóforos que tienen funciones de fijación en el terreno lodoso y de capacidades de oxígeno directamente del aire, respectivamente. Las especies más comunes son: mangle colorado

(*Rhizophora mangle*), mangle prieto (*Conocarpus erectus*) y mangle blanco (*Laguncularia recemosa*); en el estrato herbáceo. Adyacente a este tipo se presenta pastizal halófito siendo la especie dominante *Borrichia frutescens* (verdolaga de mar), acompañada de especies de zacate salado (*Distichlis spicata*), esparto, hierba de laguna, zacate de agua (*Sporobolus pulvinatus*), cornezuelo (*Acacia cornigera*) y mezquite (*Prosopis juliflora*).

Tular popal.- Están constituidos por agrupaciones densas de plantas herbáceas enraizadas en el fondo de lugares pantanosos, pero cuyas hojas largas y angostas, o bien buena parte de los tallos, cuando carecen de hojas, sobresalen de la superficie del agua (halófitos). Las especies dominantes y que forman este tipo de asociación son: el tule (*Thypha* sp), el rulerollizo (*Scripus californicus* y *Cyperus giganteus*). Las especies acompañantes son: *Borrichia frutescens* (saladilla) y *Nymphaea mexicana* (panza de vaca). De este tipo de asociación se encuentra en las zonas inundables con agua dulce adyacentes a la selva baja caducifolia y localizada en los llanos de las lagunas. Existe también vegetación flotante en la lagunas como el lirio acuático o jacinto (*Eichornia crassipes*), que es capaz de reproducirse con extraordinaria rapidez y tapizar en poco tiempo enormes extensiones con consecuencias desfavorables para la pesca, flujo de agua, etc. Esta especie está adaptada para sobrevivir en un amplio intervalo de condiciones climáticas y aparentemente prospera mejor donde las actividades humanas han perturbado de manera profunda algunos de los ambientes acuáticos.

Vegetación secundaria de la selva baja espinosa.- Se distribuye a lo largo de la costa del Golfo de México así como en el sur del Estado, encontrándose adyacente a los matorrales espinosos y altos subinermes, a pastizales halófitos de la costa y a la selva baja caducifolia. La mayor parte de las especies son árboles bajos caducifolios de 4 a 8 m. de altura, generalmente leguminosas, con espinas y hojas compuestas o laminadas de textura pergaminosa y/o dura.

III.3 Evaluación de Daños ocasionados

La descripción de daños se realizó con base en las interacciones del proyecto y el ambiente que lo sustenta, considerando las obras o acciones generadoras y las áreas ambientales receptoras de este. Una vez observados los daños, se procedió a describirlos para cada etapa de desarrollo del proyecto.

La evaluación de los mismos se efectúa considerando la significancia de los daños observados, en función de su extensión, duración y el grado de adversidad que representaron para el ambiente, por lo que es necesario asignar criterios de significancia en función de magnitud, temporalidad y dirección del daño (naturales y socioeconómicos); es decir, los daños se establecieron en función de la magnitud y/o extensión de las obras, de la duración de las acciones requeridas para llevarlas a cabo, y del efecto que ambas causaron al ambiente, de tal manera que los daños pudieron tener diversas significancias dependiendo de las etapas de desarrollo del proyecto y de los efectos que dichas etapas provocaron sobre el ambiente donde se realizaron las obras.

La magnitud se estableció en función de las áreas afectadas o el volumen de obra ejecutado, considerando para ello las acciones necesarias para su ejecución, tales como: desmonte, caminos de acceso, excavaciones, nivelación, explotación de bancos de material, acarreo de materiales, establecimiento de campamentos y/o almacenes, contratación de mano de obra, implantación de obra civil, mecánica o eléctrica, uso y afectación de recursos naturales o socioeconómicos durante su operación y programas de mantenimiento de las obras. Asimismo se toma en cuenta la extensión del daño considerando para ello si se restringió a un sitio (puntual) o se distribuyó en toda el área del proyecto (extensivo).

La dirección del daño causado se estableció en función de la adversidad o beneficio que el proyecto representó para el ambiente, en sus diversos componentes (medio natural y medio socioeconómico) considerando en general adversos a los

daños y/o alteraciones que afecten al medio y reduzcan la producción o bienestar social del área donde se asienta el proyecto, ya sea de manera reversible o irreversible, mientras que los efectos benéficos de una acción serán aquellos que incrementaron el desarrollo productivo y social del área, así como la preservación de los recursos naturales de la misma, también de manera reversible o irreversible.

La significancia se estableció con dos grados de magnitud, definiéndose daños poco significativos e impactos significativos, los cuales a su vez representaron efectos adversos o efectos benéficos, a corto, mediano y largo plazo.

De esta manera los impactos se definen como sigue :

Poco significativo, cuando fue de pequeña magnitud relativa, puntual, reversible y a corto plazo.

Significativo, cuando fue de magnitud relativa considerable, extensivo, irreversible o reversible a mediano o largo plazo.

Se utilizó el método de la matriz de Leopold (1971), en la que se cubren los aspectos abióticos, bióticos y socioeconómicos.

El método consiste en una matriz en la que se anotan en las columnas las actividades específicas que se realizaron para ejecutar las obras requeridas por el proyecto, marcando una sección particular para cada una de las etapas de desarrollo, es decir, preparación del sitio, construcción, operación y mantenimiento.

La matriz está integrada por renglones y columnas, lo que produce un número de interacciones posibles, las cuales puede corresponder a daños adversos o impactos benéficos, con dos grados de significancia para cada uno, apuntándose según el caso las letras A ó B mayúsculas o minúsculas. Asimismo, se señala con un asterisco principalmente a las intersecciones adversas significativas que cuentan con medida de mitigación, dado que se estima que las adversas poco significativas se revertirán por medios naturales (autodepuración del medio).

La matriz de interacción elaborada para este proyecto se muestra en la tabla 9. Para este estudio se tienen 224 interacciones posibles, identificándose a su vez 35 interacciones que corresponden al 15.63 % del total de interacciones posibles durante las etapas del proyecto. De estas interacciones 18 corresponden a factores abióticos, 10 a factores bióticos y 7 a factores socioeconómicos, lo que equivale al 8.05, 4.46 y 3.12 por ciento respectivamente, sobre el total de interacciones identificadas.

Lo anterior permite establecer que la mayoría de los daños que se dieron por el proyecto, se concentraron sobre los factores abióticos del ambiente. Los daños identificados que se dieron por el proyecto son los siguientes:

Agua superficial.- Los daños ocasionados por las acciones del proyecto, sobre todo en la etapa de construcción fueron directos y adversos significativos de manera puntual, propiciados por la cimentación de puentes y construcción de drenes. Los desmontes ocasionaron la alteración en la calidad del agua ; aumento en la turbidez, e incremento en el volumen de azolves en las obras de drenaje y puentes, causando un impacto adverso poco significativo, directo, puntual y no permanente.

Suelo.- Los daños observados, se presentaron durante la etapa de preparación del sitio siendo directos y adversos significativos, permanentes con medida de mitigación. Estos daños fueron propiciados por la limpieza y desmonte del terreno, se refieren al cambio en el uso potencial del terreno; modificación en el área de retención por cambios en la profundidad del estrato permeable; erosión a lo largo del derecho de vía y modificaciones en el drenaje superficial. Otro daño observado fue la alteración en la profundidad efectiva, estructura, usos y drenaje, debido al trazo, limpieza y despilme, desmonte, caminos de acceso, excavaciones, disposición de desechos y en menor magnitud la construcción de canales laterales y el revestimiento de los canales de conducción. Estos daños son debidos en su mayoría a acciones de pequeña magnitud relativa y de poca extensión, además de que han sido realizadas en corto plazo;

Matriz de identificación de daños

Simbología

- X Existe interacción
- No existe interacción
- a Daño adverso poco significativo
- A Daño adverso significativo
- b Impacto benéfico poco significativo
- B Impacto benéfico significativo
- * Existe medida de mitigación

		Construcción											Operación			
		Despalme	Desmorte	Explotación de bancos de material	Acardeos de material y movimientos de equipo y maquinaria	Construcción de terraplenes	Cimentación de puentes	Estructura de puentes	Construcción de drenajes	Drenaje lateral	Carpeta asfáltica	Señalización horizontal y vertical	Circulación vehicular	Servicios y mantenimiento		
Factores abióticos	Superficie física	a	a				A	A	A							
	Erosión	a	a		a											
	Uso actual	A		A												
	Drenaje vertical			A						A						
Factores bióticos	Características Geomorfológicas			A												
	Estructura del suelo	A					A									
	Paisaje	a	a	A								a				
	Manglar		a													
Factores socioeconómicos	Tular Popal	a	a						A*							
	Vegetación secundaria de selva baja cad.		a													
	Fauna lacustre	a														
Factores humanos	Tránsito vehicular															
	Transporte de Mercancías														B	a*/b
	Desarrollo de asentamientos humanos														B	b
																A*

Talba9

por ello los impactos se consideraron puntuales, reversibles a corto plazo y por tanto adversos poco significativos; se observó también en el agua algunos impactos benéficos poco significativos y significativos, debido a la construcción de la infraestructura hidráulica al mejorar el flujo del sistema intralagunar, con lo que disminuye la posibilidad de eutricación. Las zonas de préstamo lateral en el derecho de vía se encuentran seriamente dañadas, ya que a la fecha no se ha llevado a cabo ninguna acción para restaurar la vegetación que existía anteriormente. Esto corresponde a un daño adverso significativo con medida de mitigación.

Referente a los bancos de materiales que se explotaron para la construcción del libramiento, se observó que estos se encuentran abandonados y dañados, al afectarse el relieve natural, así como el drenaje superficial, evitando la filtración de agua proveniente de la precipitación pluvial. Se apreció que a la fecha no se ha llevado a cabo ninguna medida para restaurar la topografía resultante de la extracción de materiales, esto corresponde a un daño adverso significativo con medida de mitigación.

Vegetación.- Los daños sobre herbáceas, arbustos, árboles, cobertura vegetal, vegetación de manglar y tular, fueron ocasionados básicamente por los caminos de acceso al efectuar su trazo, limpieza y despalle, desmonte, acarreo de materiales por los caminos de operación al realizar excavación de zanjas, préstamos laterales, construcción de canales laterales y bancos de préstamo de materiales. Los daños generados por las actividades antes mencionadas fueron directos y adversos poco significativos ya que dichas actividades fueron muy puntuales y a pequeña escala.

Fauna.- Los efectos sobre pequeños mamíferos, aves e invertebrados, fueron ocasionados básicamente por la limpieza y despalle y explotación de bancos de préstamo de material. Estos daños fueron debidos a acciones de pequeña magnitud relativa y de poca extensión, además de que han sido realizadas en el corto plazo ; por ello, los impactos se consideran puntuales, reversibles a corto plazo y por tanto adversos poco

significativos en su totalidad. Sin embargo, en la etapa de preparación del sitio y construcción, los trazos, limpiezas y despalmas han afectado al manglar, arbustos y la cobertura circundante a las obras de infraestructura; asimismo los caminos de acceso y de operación han afectado principalmente a los pequeños mamíferos, ahuyentándolos hacia zonas más protegidas, lo cual se considera también adverso poco significativo.

Aspectos socioeconómicos.- La obra contiene un beneficio regional de alto impacto, sin embargo, deben evitarse los crecimientos urbanos incontrolados, ya que provocan la disminución de seguridad en el Libramiento debido a que los accesos no cuentan con los elementos geométricos adecuados para ingresar a la autopista con una velocidad adecuada. Cuando se realizó el estudio de impacto ambiental (1993), se detectaron tres asentamientos humanos en los km. 13+700, 9+000 y 6+200, este número se ha incrementado a seis en 1998.

De acuerdo con la evaluación realizada, los principales daños generados por esta vía se refieren básicamente al azolve de las obras de drenaje por vegetación acuática en época de estiaje, a la pérdida de vegetación y erosión por cambios en el usos del suelo correspondiente al derecho de vía y a los bancos de material abandonados.

La necesidad de realizar trabajos de desazolve resultado del estudio realizado en 1993, fue cubierta dentro del programa de conservación rutinaria por parte del concesionario, actualmente Banobras.

Como resultado del estudio ambiental se llevó a cabo un plan de reforestación del área que comprende el derecho de vía y caminos de acceso utilizados para la construcción, con el fin de mejorar la apariencia visual del camino y sus alrededores, aumentar la seguridad de los usuarios y proteger el camino contra erosiones, derrumbes y azolves. En el programa se propuso plantar en los taludes pastizales con especies de *Bouteloua* sp, *Muhlenbergia* sp y *Aristida* sp, que es una especie de la región que favorece el crecimiento posterior de otras plantas o utilizar pasto de variedad tipo bermuda que es la más resistente, adaptable a una amplia variedad de climas y no re-

quiere de suelos de alta fertilidad ni de gran conservación. Para el resto de los sitios las especies utilizadas deberán tener valor ornamental además de que funcionen como fijadoras del suelo. Cabe mencionar que la reforestación natural es muy lenta, incontrolada y esporádica, por lo que se propuso la reforestación artificial.

El antiguo concesionario tuvo contemplado sembrar 5,000 palmas cocoteras, para que fueran colocadas en línea recta paralela al derecho de vía con una separación de 10m. entre centro y centro de troncos, en ambos lados de la carretera. Estas palmas no fueron sembradas.

En la construcción del libramiento se utilizaron bancos abandonados, cuyo material en concesión de la SCT y particulares fue grava y arena. Cabe mencionar que la legislación local contempla la regulación con fines ecológicos, de los minerales o sustancias utilizadas en la construcción u ornamento. Por lo que una de las habilidades que un ingeniero civil debe tener, es la elaboración y aplicación de normas específicas sobre el manejo de los bancos de material privados con potencial de explotación futura (Minera I y II y Anáhuac) que deberá de promoverse ante las autoridades municipales para evitar una sobreexplotación y abandono de los bancos de material.

Como una medida de compensación ambiental debido a los daños ocasionados por la extracción de materiales, se estimó conveniente realizar una serie de actividades en las zonas dañadas, dándoles un uso social y/o ecológicamente aceptable.

Es competencia del municipio obligar al dueño de los bancos de material utilizados tomar las medidas de protección al ambiente, actualmente abandonados, estas medidas son:

Bancos de material Minería I y II.- Se deberá colocar una cerca perimetral que obstruya el paso a personas y/o animales, para evitar accidentes por la verticalidad del talud de corte. También es conveniente se suavice la pendiente del acceso, ya que ésta es muy pronunciada. Y deberá colocarse señalamiento de precaución, indicando las características del terreno y las restricciones de velocidad para la circulación en la zona.

Banco de material Las Dunas.- este se encuentra ubicado a 6 km. del entronque del Libramiento con la carretera a Cd. Mante, el proceso de explotación fue atacar en dos frentes, lo que provocó que se formaran dos cuencas con taludes casi verticales; formando una barrera que impide la comunicación entre ambas cuencas al ser un obstáculo para el paso del agua de una cuenca a otra y consecuentemente el depósito de la arena que trae en suspensión el agua, en una de las cuencas o sea se impide la recarga de estas cuencas. Para llegar a este banco fue necesaria la construcción de un camino de acceso, el cual cruza en dirección oriente - poniente la laguna denominada "La Aguada" ; éste es utilizado por pobladores de la zona para tener comunicación con el resto de la región. Por lo que deberá suavizarse la pendiente de los taludes de corte, incrementando el factor de seguridad del talud que se define como el cociente de la tangente del ángulo de fricción interna entre el ángulo interno del talud con respecto a la horizontal para evitar una falla; y realizar un corte para permitir el transporte de arena y la recarga de las cuencas actuales y propiciar la implementación de las especies vegetales de las dunas. Dar mantenimiento al camino de acceso, para agilizar la comunicación del poblado. Rehabilitar las obras de recarga, para que tengan un área hidráulica que garantice el mantenimiento de los cuerpos de agua que forman la laguna "La Aguada" y proteger las especies animales y vegetales de la zona que aún subsisten.

Banco de material Anáhuac. Ubicado a 17 km. del entronque sur del Libramiento con la carretera a Cd. Valles, del que se extrajeron arena y grava realizando cortes horizontales en la parte más alta del banco, arrojándolas por el talud hasta formar una rampa que permitiera realizar la carga y transporte de éste. Los taludes son verticales en la mayoría del desarrollo de los cortes del banco, salvo la rampa que se hizo por la excavación en balcón. Actualmente existe poca vegetación en los taludes, lo que incrementa la probabilidad de una falla., tal como ya se explicó. En la parte más baja del banco de material se encuentra una fosa que es utilizada para la extracción de agua para consumo de los pobladores, lo que indica que el nivel freático

se encuentra a pocos centímetros de la superficie por lo que se puede suponer que existe flujo de agua bajo los taludes produciendo arrastre de material, que con el paso del tiempo, disminuirá la estabilidad de estos, teniendo como única alternativa para evitar accidentes el abatimiento de los taludes.

Los préstamos laterales se realizaron en zona de cortes a partir del kilómetro 5+700 al kilómetro 7+800, del Libramiento. El área de corte dentro del derecho de vía se encuentra seriamente dañada al no existir vegetación, lo cual provoca erosión, además de que no permite la filtración de agua principalmente de origen pluvial ya que maquinaria pesada realizó maniobras en esta zona compactando el suelo. Los taludes verticales de corte se encuentran expuestos a la intemperie y no se han protegido contra los efectos de esta acción, lo que ocasiona la pérdida de humedad con el consecuente disgregamiento de los materiales que forman este talud. Por lo que se deberá llevar a cabo la reforestación de la zona del derecho de vía, evitando plantar especie alguna en el área destinada a la construcción futura de vías férreas, protegiendo los taludes verticales de corte con una especie vegetal tipo trepadora (de género *Hidra* sp), sembrada al pie del talud ; para lo cual se recomendó fijar una malla en la superficie del talud, insertando varillas de 60 cm. de longitud, dejando 10 cm. fuera de la superficie para realizar los amarres de la malla y asegurarla. La malla debe tener una trama de 3 a 5 cm. de abertura. La especie vegetal de género *Hidra* sp, se recomienda por no necesitar mantenimiento.

En lo que respecta al medio socioeconómico, en un recorrido realizado en octubre de 1997, se detectaron en tres asentamientos humanos y cinco accesos no autorizados por la SCT, éstos representan un problema ya que se encuentran dentro del derecho de vía de la autopista, por lo que dentro de la planeación y operación de un proyecto, el ingeniero de deben marcar los límites para que cumpla con las metas establecidas y de no ser así, deberá intervenir con las autoridades correspondientes para reubicar los asentamientos humanos, de lo contrario se perderá el potencial de crecimiento del libramiento.

En el estudio ambiental realizado en 1993 se puede apreciar la falta de un criterio ingenieril, ya que no se tomaron en cuenta ni aspectos técnicos ni costos de las medidas de compensación. Dentro de los aspectos que un ingeniero civil debe plantearse son el comportamiento de las obras que diseña y construye, la interacción con el medio, las bases teóricas que involucran y la cuantificación de las variables que intervienen. Como una ayuda para la realización de este tipo de estudios se desarrolló en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes un modelo de evaluación de impacto ambiental, mismo que se describe a continuación.

III.4 Modelo de evaluación de impacto ambiental

En nuestro país, era costumbre asignar un porcentaje del costo de las obras de infraestructura a la mitigación de daños ocasionados durante y después de la construcción. Debido a que las obras de infraestructura se asignan por concurso, este porcentaje era difícilmente modificado, lo que implicaba que solo se aplicaran parcialmente o no se aplicaran las medidas de mitigación necesarias para evitar un desequilibrio en el ecosistema.

Recientemente la SCT desarrolló un modelo para la evaluación de impacto ambiental para obras de infraestructura de transporte, basado en el método de superposición de mapas, tal como se describe a continuación.

El modelo tiene la ventaja de no solo facilitar la evaluación y simulación del impacto ambiental que generará la obra de ingeniería civil, sino además, permite cuantificar el costo económico que implican las medidas de mitigación, desglosando las necesarias para cada fase del proyecto así como su costo.

Definiciones.- El modelo distingue cuatro grupos o clases que son susceptibles de ser modificados al realizar una obra de infraestructura, a cada uno se le asigna una prioridad e importancia relativa, que son :

Clase	Prioridad	Importancia relativa
Deterioro del medio ambiente	1	100
Fauna y vegetación	2	70
Aspectos humanos	3	90
Deterioro del medio socioeconómico	4	85

La prioridad asignada a las clases se utiliza para diferenciar el orden de importancia con el que serán evaluadas. En general la prioridad asignada en la tabla es la que indica el sentido común, ya que si se deteriora el medio ambiente, afectará a la fauna y vegetación, que a su vez deteriorarán los aspectos humanos y finalmente también al medio socioeconómico. De esta forma se considera que las clases son dependientes ya que en el modelo se supone la interacción de los elementos que componen el ecosistema.

La importancia relativa es un porcentaje que asigna el evaluador a cada clase, considerándola independiente de las otras, con este valor se estima el impacto que tendrá la obra de infraestructura en cada clase. Por ejemplo si la obra se realizará en una zona urbana, la importancia relativa de aspectos humanos deberá ser grande y probablemente la clase fauna y vegetación se verá poco afectada por lo que su importancia relativa será baja. De esta manera las clases con mayor importancia relativa pesarán más en la evaluación y serán más sensibles a los cambios de las condiciones iniciales.

A su vez el medio ambiente se divide en nueve parámetros, que son : aire, geomorfología, suelo, hidrología, vegetación, fauna, población, socioeconómicos y servicios, los cuales permiten afinar el nivel de detalle con el que la calidad del medio es medida.

Se consideran cuatro tipos de obras de infraestructura, para cada una de las cuales se toman en cuenta las etapas de la construcción y operación que ocasionan un impacto ambiental y las acciones con las que se pueden mitigar estos impactos.

En el siguiente cuadro se muestra el número de acciones y medidas de mitigación para las diferentes obras de infraestructura.

Carreteras	Aeropuertos	Ferrovial	Puertos
26 acciones	36 acciones	16 acciones	20 acciones
23 construcción	28 construcción	13 construcción	14 construcción
3 operación	8 operación	3 operación	6 operación

Las medidas de mitigación se dimensionan en función del área afectada por la acción y del nivel de cambio que se genera en la calidad del medio ambiente.

Para cada medida de mitigación se conoce lo siguiente :

- Acciones con las que se relaciona
- Costo por unidad de área
- En que fase del proyecto se aplica
- Vida útil
- Patrón de mitigación del impacto ambiental.

Información Incorporada.- El modelo contiene una base de datos de 25 "layers" o capas digitalizadas de mapas de la República Mexicana en las que se representa en cada uno de los datos sobre el medio físico, infraestructura y demanda de transporte y aspectos socioeconómicos. Cada "layer" contiene un código de colores para representar las características de cada indicador considerado, los "layers" que se incluyen son los siguientes : climas, regiones hidrológicas, humedad relativa, precipitación media anual, presión atmosférica media anual, número de días del año con precipitación apreciable, escurrimientos medios y mínimos, temperatura máxima extrema, aforos vehiculares, información censal, altimetría, ríos, días despejados al año, uso del suelo, vegetación geología, tipos de suelo, puertos, fauna, bosques, rosa de vientos, evaporación potencial y entorno ecológico.

Se agregaron como datos de demanda del transporte carretero, 7,299 puntos de aforo ubicados en toda la red de carreteras y correspondientes a los Datos Viales 1996.

Los "layers" correspondientes a la infraestructura incorporan los caminos pavimentados de jurisdicción federal y estatal así como una subdivisión por operación libre o de peaje.

Selección de un proyecto a evaluar y definición de la zona de influencia.- Se elige en pantalla, de un mapa de la República, uno de los cincuenta proyectos previamente digitalizados, que corresponden al programa carretero 1996-2000, utilizando las herramientas de acercamiento y de presentación de todo el mapa para localizar con precisión el proyecto que se desea evaluar.

Se define una malla de análisis donde se encuadra al proyecto y se le asocia una zona de influencia directa. El modelo, automáticamente establece una malla del proyecto, que dividirá en el número de celdas que el usuario le indique, las cuales constituyen el elemento mínimo de análisis. El área se determina en función del número $n \times m$ de celdas de la malla.

También se tiene la opción de trazar con las herramientas de dibujo una nueva obra y definir su zona de influencia para su análisis, en caso de que la obra no se hubiera contemplado en el programa carretero 1996-2000.

Una vez seleccionado el proyecto, el proceso de evaluación de impacto ambiental se realiza a partir de dos perspectivas, una evaluación cualitativa del usuario y una simulación de acuerdo a los parámetros ya mencionados.

Evaluación Cualitativa.- Para obtener la evaluación cualitativa, una persona experimentada deberá capturar los parámetro que considere convenientes, de acuerdo a las acciones que se realizarán con las condiciones antes y después de efectuado el proyecto. El modelo hace los siguientes cálculos :

1. Se genera un vector de ponderación [A] en base a las prioridades e importancias relativas, con lo que se calcula el efecto total en la calidad del medio ambiente en base a la variación en parámetros específicos,

$$[A] = [a_1, a_2, a_3, a_4].$$

donde : $a_1 = 1.0 / \sum (\text{importancia relativa } i * \text{importancia relativa } i - 1)$, para $i = 2, 3, 4$

por ejemplo $[A] = [0.3489, 0.2442, 0.2198, 0.1868]$

2. La calificación del efecto de cada acción sobre un parámetro permite obtener el vector antes - después $[B]$ que tiene implícita la variación en la calidad del parámetro.

$$[B] = [b_1, b_2]$$

La significancia cualitativa se calcula como: $S_c = \text{variación en calidad del parámetro} \times \text{factor de ponderación del grupo de parámetros} \times \text{factor de importancia de acuerdo a la clase a la que pertenece.}$

El resultado de la suma de los efectos de los parámetros que afectan cada celda, es el valor de la significancia. Este último valor representa el impacto ambiental que se generará considerando todos los elementos que afecten cada celda.

Evaluación Mediante Simulación de Efectos.- Una vez seleccionada la obra de infraestructura a evaluar, el modelo automáticamente asocia las características físicas que le corresponden a cada celda, como humedad relativa, precipitación media anual, presión atmosférica media anual, etc.

Se pueden elegir tres escenarios para los cuales se evaluará el proyecto, en cada escenario se pueden evaluar hasta tres variables, los rangos de variación y el periodo. Por ejemplo se pueden obtener los escenarios para 5, 10 y 20 años considerando como variables a modificar en los dos primeros escenarios fauna, vegetación y uso de suelo y para el tercero modificar la fauna, la vegetación y el censo, suponiendo que se sabe que en 20 años el uso del suelo no afectará o será de poca importancia su efecto y nos interesa saber el efecto del crecimiento de la población que para dentro de 20 años podría ser importante.

El modelo superpone los efectos de estas tres variables y el resto de los parámetros físicos, obteniendo un valor para cada celda.

Una vez seleccionados los escenarios, se determina el patrón de amortización del impacto ambiental más adecuado a la ubicación del proyecto y los parámetros que afecta, el modelo

cuenta con tres patrones de amortiguamiento, que son los más frecuentes y se tiene la posibilidad de determinar cualquier otro comportamiento, esto es:

constante o permanente : $X = c$

lineal : $Y = c - X$

exponencial : $Y = (c - X)^2$

determinada por el usuario $Y = ?$

donde : $C =$ constante

$X =$ tiempo y

$Y =$ impacto ocasionado.

El cálculo se realiza dividiendo el vector de variables de la situación inicial en el escenario i entre el vector de equilibrio del medio, el resultado se multiplica por el vector de resultados de la simulación, obteniendo el vector de calidad del medio o significancia física en el escenario i (Sfi).

Impacto Ambiental del Proyecto.- Para la obtención de los resultados finales se puede utilizar la significancia cualitativa y/ o la significancia física. Con estos resultados el modelo determina las medidas de mitigación necesarias para cada combinación de acciones en cada celda, comparando cada resultado con los valores máximos permisibles. De esta forma se determina en que celdas se deberán aplicar las medidas de mitigación. En esta etapa del proceso se pueden modificar los límites máximos de los parámetros, por ejemplo disminuir el nivel permisible de monóxido de carbono, para que con una concentración menor, el modelo detecte la necesidad de implementar medidas de mitigación en las etapas que este compuesto se genere.

Con estos resultados se puede adecuar el programa de obra y generar un plan de mitigación adecuado que garantice un impacto mínimo en el entorno ecológico. Adicionalmente, una vez que se hace una corrida del modelo puede suceder que las medidas de mitigación resulten de muy alto costo económico, por lo que sea preferible proponer un nuevo trazo. Para esto

será necesario digitalizar el nuevo trazo o utilizar las herramientas de dibujo para obtener el nuevo costo de las medidas de mitigación, no será necesario capturar el resto de los datos para realizar la evaluación con las mismas condiciones.

Capítulo IV

Aspectos constructivos

El proyecto carretero está compuesto de un cuerpo de 14.216 Km. de longitud, ancho de derecho de vía de 80 m. desde el Km. 0+000 hasta el Km. 9+120 requiriéndose de 72.96 Ha. para esta sección y de ancho de derecho de vía de 100 m. desde el Km. 9+120 hasta el Km. 14+216 utilizándose 51 Ha., necesitando un área total para el desarrollo del proyecto de 124 Ha. en los municipios de Tampico, Madero y Altamira.

El libramiento consta de dos carriles, cada carril tiene un ancho de 6 m., la velocidad de proyecto es de 110 km/h, el ancho de corona es de 12 m., con un espesor en la carpeta de 0.15 m., curva máxima de 2% y pendiente máxima de 4%.

En el trazo de la carretera se cuidó de mantener las distancias necesarias para, con la velocidad de proyecto, ofrecer la distancia suficiente de modo de contar con una visibilidad que permita al usuario disponer del tiempo necesario para rebasar o parar. Por ejemplo la distancia de visibilidad de parada se obtiene con la siguiente expresión:

$$D_p = Vt/3.6 + v^2/254f$$

donde :

D_p = distancia de visibilidad de parada en m.

v = velocidad en marcha, en km/h.

t = tiempo de reacción, en segundos

f = coeficiente de fricción.

Estas constantes están determinadas para velocidad de proyecto de 30 a 110 km/h, obtenidas de la tabla 10, de las normas de servicios técnicos de la SCT para determinar la distancia de visibilidad de parada.

Velocidad de proyecto km/h	Velocidad de marcha km/h	Reacción		Coeficiente de fricción longitudinal	Distancia de frenado m	Distancia de visibilidad	
		Seg	m			m	M
30	28	2.5	19.44	0.400	7.72	27.16	30
40	37	2.5	25.69	0.380	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.360	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.340	35.03	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	95
80	71	2.5	49.3	0.310	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.300	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.89	0.295	112.96	176.85	175

Tabla 10

De tal suerte que se obtiene para el tramo carretero la siguiente:

$$D_p = 92 (2.5)/3.6 + (110)^2/254*0.295 ; D_p = 77.94 \text{ m.}$$

Así mismo es importante determinar la distancia de visibilidad de rebase, la cual se obtiene de la siguiente expresión:

$$D_r = 4.5v ; D_r = 495 \text{ m.}$$

donde:

D_r = distancia de visibilidad de rebase, en m.

v = velocidad de proyecto, en km/h. En este caso tenemos de 30 a 110 km/h.

De manera similar el factor de 4.5, se obtiene de la misma norma de servicios técnicos y por último la distancia de visibilidad de encuentro se determina con la siguiente expresión:

$$D_e = 2 D_p ; D_e = 2(77.94) ; D_e = 155.88 \text{ m.}$$

donde:

De = distancia de visibilidad de encuentro, en m.

Dp = distancia de visibilidad de parada, en m.

En esta forma se aprecia la necesidad de formar en la construcción del proyecto, características físicas acordes con la velocidad y geometría del trazo carretero, ofreciendo así condiciones de servicio seguras para el usuario de la misma.

Los bancos de materiales que se utilizaron en la construcción de los terraplenes y rellenos de ésta carretera fueron; Para la sub-base los bancos llamados Minera I y II, para las arenas Las Dunas, para la Sub-Base el banco Anáhuac y para las terracerías se tomo material de los terrenos laterales al trazo de la carretera.

IV.1 Procedimiento constructivo

Los terraplenes y las bermas se construyeron sobre una membrana de prolipropileno tipo Typar 3401 de DuPont, la cual se instaló en el terreno después de haberse preparado, removiendo toda la vegetación con diámetro mayor o igual a los 3 cm. una vez limpio el terreno se colocó sobre de él la malla, sobre de ésta se extendió el material tomado de la sección lateral dentro del derecho de vía para formar la plantilla de trabajo.

En lugares sin tirante de agua se colocaron bases de rollos de la membrana, de 4.75 m. de ancho y 91.4 m. de longitud cada uno, desarrollando la longitud total, la que equivale al ancho del terraplén y bermas más un 22% aproximadamente, este excedente tiene el objeto de aún presentadas las deformaciones y hundimientos del terraplén, los extremos de la membrana permanezcan en la superficie del terreno.

Se colocaron los rollos de membranas a lo largo de los 91.4 m., con el hilo de polipropileno suministrado junto a las membranas, empleando una cosedora de sacos. Para juntarlos

se voltearon los bordes de los tramos a unir, empalmándose en 3 cm. realizándose la costura a la mitad de los empalmes, es decir a 1.5 cm. del borde, de esta manera se aseguró que la tensión que pudiera ejercer el material durante la construcción y durante la vida útil de la carretera, no ocasionara un desgarre en la malla, figura 5. De alguna manera al contar con una doble costura, la resistencia en esta sección será por lo menos igual a la de una sección sin costura. Es importante reconocer que si la malla se abriera en alguna parte (sección cocida o simple) el efecto de la misma sería nulo ya que al perderse la división del material este se comportaría como si no existiera la presencia de la malla.

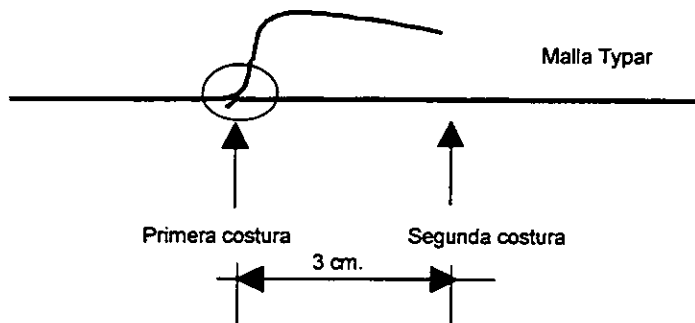


Figura 5

De tal suerte la tira formada con las membranas se dobló a lo ancho, de modo semejante al de un acordeón, es decir sin tensión con el objeto de poder manejarlas con facilidad, pudiendo ser sujetadas con pinzas de presión o cualquier otra herramienta semejante.

Una vez doblada la membrana en la forma antes indicada se llevó la tira hasta el lugar donde se inició la construcción del terraplén y se colocó centrada en ángulo recto con respecto al eje del trazo.

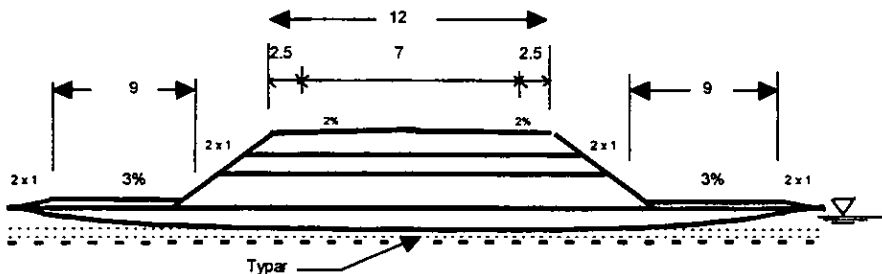
Una vez fijada el principio de la tira sobre el terreno firme, se extendió una cuarta parte de ella, es decir donde aparece la primera costura, y se descargó sobre la misma el material que formó la plantilla de trabajo extendiéndose esta última del cen-

tro hacia los lados. Realizando la olocación de los tramos subsecuentes en forma similar al primero.

La parte inferior del terraplén, la plantilla de trabajo se construyó a volteo abarcando todo el ancho de la sección con material procedente de las dunas ubicadas en la zona cercana a la desembocadura del río Pánuco y Barra de Tampico, a 10 Km. del 0+000 del libramiento. El material fue bandeado (transitar varias veces con el tractor sobre el terraplén para acomodar el material) con 8 pasadas de tractor B-6 simétricamente desde el centro hacia los lados.

El tractor D6 tiene un peso propio de 2.1 toneladas, una potencia al volante de 140 HP una longitud de 3.86 m. y una altura de 1.13 m¹³.

Durante el proceso constructivo, en general se presentaron deformaciones, por lo que el material excedente a los lados del terraplén se recogió distribuyéndose por encima del mismo hasta que la plantilla alcanzó la cota indicada por la SCT es decir aproximadamente 0.50 m. arriba del tirante de agua como se ilustra en la siguiente figura:



El total del material extraído de los bancos, fue de 117,430 m³, con la siguiente distribución en m³; para la formación de plantillas en zona de pantano: 40,522 m³, formación de la precarga zona de pantano: 51,921 m³; formación de terraplén en zona firme: 15,965 m³ y formación de la subrrasante: 10,033 m³. Es decir se requirió cinco veces más de material en zona de pantano que el utilizado en zona firme, considerando que el tramo longitudinal de zona firme es de casi el doble que el de zona de pantano, el material empleado para la construcción de este tramo (zona de pantano) es de volúmenes considerables.

El motivo por el cual se demanda tanto material en zona de pantano, es porque se necesita formar una plantilla con menor contenido de agua, (para evitar las deformaciones que presentan los suelos blandos), y colocar una sobrecarga que forme, una vez presentadas las deformaciones, el terraplén.

IV.2 Terraplenes

En los primeros 5.8 Km. se presentan suelos de comportamiento cohesivo de consistencia blanda muy deformables, por lo tanto poco firmes, el espesor de este tipo de suelo es de 17 m. hasta 30 m. y resistencia al esfuerzo cortante determinada con prueba triaxial rápida, que varía entre 1.0 y 3.5 ton/m², además en gran parte de este tramo se tiene un tirante de agua durante casi todo el año. Con el objeto de lograr la estabilidad vial, se optó por construir un sistema de precarga, a base de colocar un espesor de terraplén 3.0 m. mayor al definitivo, a fin de acelerar el proceso de consolidación del terreno natural. Esta precarga se colocó por etapas para no aplicar esfuerzos superiores a la resistencia del terreno, que pudiera causar una falla por corte que colapsara el terraplén.

Las bermas cuyas dimensiones son de ancho 9.0 m., y talud de 2:1, se formaron con materiales de los bancos antes mencionados, se construyeron sistemáticamente con la plantilla de trabajo, aplicándose un tratamiento de bandeo con 8 pasadas de tractor D6, descrito anteriormente. En este paso se construyó el cuerpo del terraplén y simultáneamente se terminó con el trabajo de las bermas, hasta lograr el nivel de proyecto. Las bermas constituyeron un contrapeso contra la falla rotacional, es decir que el peso del terraplén provoque que el terreno adyacente emerja buscando una estabilidad entre los esfuerzos provocados por peso propio.

Con esta medida se buscó lograr asentamientos máximos de un metro y no tener problemas de estabilidad de taludes, sin

embargo, durante la construcción se presentaron dos fallas súbitas por corte en dos puntos, en el Km. 0+960 que ocurrió en el momento de colocar el volumen adicional y en el Km. 3+180 a 3+440, de tipo rotacional, concoidal de gran magnitud, con hundimiento del orden de 1.50 m. Estas fallas por corte se debieron al peso excesivo del terraplén y los hundimientos diferenciales provocaron tensiones en la tela la cual no resistió, provocando el colapso del terraplén.

Debido a la existencia de estos eventos, es importante instrumentar y registrar las evoluciones que sufre el material, ya que hasta 1997 este problema subsiste.

De tal forma que practicando un seguimiento cuidadoso basado en instrumentación especializada y nivelación se podrá detectar cualquier evolución desfavorable que permita intervenir antes de que ocurra el colapso, o bien que los daños (deformaciones) se presenten sin la intervención del ingeniero.

La formación de los terraplenes antes mencionados y sus cuñas de sobre ancho, se hizo con material a volteo, el volumen se determinó seccionando el terraplén cada 10 m, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, el avance de estas actividades fue notificada a la SCT para en su caso, aplicar modificaciones que pudieran ser dictadas por dicha institución.

En la construcción del terraplén se emplearon materiales procedentes de los bancos de "Monte Alto" ubicado a 1,200 m. a la izquierda del Km. 17+500 de la carretera Tampico - Cd. Victoria con origen en Tampico, también de los bancos "Armonía" y "La Pedrera" ubicados a 200 m. a la izquierda y 1,000 m. a la derecha respectivamente del Km. 1+300 del tramo No. 3 compactándose dicho material al 95% de la prueba Proctor SOP. De este modo una vez terminadas las bermas y el cuerpo del terraplén hasta el nivel de la plantilla de trabajo, se continuó con la construcción del terraplén en capas compactadas al 95% de la prueba Proctor SOP, incluyendo la capa de transición, capa subrasante y la precarga con espesor de 1.00 m, medido a partir de la subrasante, empleando material de los bancos "Monte Alto", "Armenta" y "La Pedrera" indicados anteriormente.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Los asentamientos y deformaciones que presentó el terraplén, se corrigieron rápidamente con material compactado al mismo grado de la prueba Proctor SOP, de acuerdo a fin de que el terraplén logre la cota deseada una vez alcanzado su deformación máxima.

Una vez terminada la construcción del terraplén y corregidos los asentamientos y deformaciones observadas se procedieron a escarificar y remover los materiales de la precarga hasta el nivel de la cota especificada en el proyecto, el material escarificado se volteó sobre las bermas, extendiéndose en éstas, con pendiente del 3%.

Posteriormente, en los 20 a 30 cm. correspondientes a la parte superior de la última capa subrasante, se incrementó el número de pasadas para darle al material una compactación del 100% de la prueba Proctor SOP según la siguiente expresión:

$$G_c = g_d / g_{d\text{máx}} \times 100 \quad ^{14}$$

donde:

G_c = grado de compactación del material, en por ciento.

g_d = es el peso específico del material en estado seco, en el lugar, en Kg./m^3 .

$g_{d\text{máx}}$ = es el peso volumétrico seco máximo del material en kg./m^3 .

Finalmente se procedió a dar el riego de impregnación que antecede a la capa de asfalto, o en su caso la el cemento portland para el caso de banquetas y camellones, sin embargo en el tram comprendido entre el KM. 0+000 y la caseta de cobro (5+600), solo se aplica riego de impregnación, ya que se está esperando a que los hundimientos diferenciales se reduzcan lo suficiente como para aplicar una carpeta asfáltica definitiva, ya que de hacerlo ahora los hundimientos mencionados provocarían un rápido deterioro.

IV.3 Puentes y alcantarillas

Las obras de arte (alcantarillas) construidas se enlistan en la siguiente tabla:

Estación	Tipo de obra	Diámetro	Longitud	Observaciones
5+600	Tubo de concreto	1.20 m	31.30	Una línea
6+160	Tubo de concreto	1.50 m	26.24	Dos líneas
6+448	Tubo de concreto	1.50 m	27.48	Una línea
6+640	Tubo de concreto	1.50 m	35.64	Una línea
6+856	Tubo de concreto	1.50 m	33.65	Una línea
7+060	Tubo de concreto	1.50 m	27.40	Una línea
7+380	Tubo de concreto	1.50 m	27.47	Una línea
7+760	Tubo lámina	1.83 cm	40.75	Una línea
7+920	Tubo lámina	1.83 cm	39.94	Una línea
7+966	Tubo lámina	1.83 cm	39.94	Una línea
8+040	Tubo lámina	1.83 cm	39.12	Una línea
8+139	Tubo lámina	1.83 cm	39.12	Una línea
8+540	Tubo lámina	1.83 cm	44.01	Una línea
8+760	Tubo lámina	1.83 cm	43.20	Una línea
8+860	Cajón	2.0x3.0 m	15.90	Losa Cajón
9+171	Tubo lámina	1.83 cm	46.00	Tres líneas
9+340	Tubo lámina	1.83 cm	41.57	Cuatro líneas
9+780	Tubo lámina	1.83 cm	33.55	Cuatro líneas
9+920	Tubo lámina	1.83 cm	29.88	Cuatro líneas
10+327	Tubo lámina	1.83 cm	43.30	Cuatro líneas
11+060	Tubo de concreto	1.50 m	27.41	Una línea
11+508	Tubo de concreto	1.50 m	29.89	Una línea
11+980	Tubo de concreto	1.50 m	27.43	Dos líneas
12+200	Tubo lámina	2.29 m	31.72	Una línea
12+800	Tubo lámina	2.29 m	33.55	Una línea

El principal uso de las obras de drenaje, es el de impedir que el flujo constante de las aguas degrade los extremos del terraplén, así como evitar que se inunde la carretera, sin embargo por el trazo de la carretera se encuentran zonas de pantano y lagos para los cuales fueron necesarios 10 puentes, los

nueve denominados Chaireles y un TANCOL. Dichos puentes ocupan 620.63 m. de longitud en conjunto y tuvo un costo de magnitudes considerables, ya que de cada \$10.00 pesos invertidos en el desarrollo del Libramiento Poniente de Tampico \$2.00 se emplearon en estas obras.

Cabe aclarar que el puente Chairel I, no formó parte del tramo en concesión por lo que para este estudio no se consideraron sus dimensiones ni su costo. En el siguiente cuadro se enlistan los puentes correspondientes al tramo en estudio.

Nombre	Ubicación	Estación	Longitud
Chairel II	0+325.16	0+375.16	50.00m
Chairel III	1+570.41	1+645.95	75.54m
Chairel IV	1+781.85	1+869.35	87.50m
Chairel V	2+111.52	2+299.02	187.50m
Chairel VI	2+483.80	2+521.08	37.28m
Chairel VII	2+592.78	2+642.40	49.62m
Chairel VIII	3+070.40	3+107.50	37.10m
Chairel IX	3+461.46	3+498.54	37.08m
Chairel X	4+633.80	4+670.80	37.00m
Tancol	8+929.00	8+951.01	22.01m

Los puentes fueron apoyados en pilotes de acero tubulares de diámetro igual a 60 cm. y longitud promedio de 20 m, con punta cerrada de modo de que el suelo no penetrara en el interior de ellos por lo que solo trabajan a fricción externa. El problema que se ha presentado en algunos de los puentes, es que se han desplazado varios apoyos debido al movimiento de algunos pilotes, que se han inclinado a consecuencia del empuje lateral del suelo desplazado por el terraplén de acceso a estas estructuras, ya que por la premura de los trabajos, se hincaron primero los pilotes, se hicieron los apoyos y después los terraplenes de acceso. La reparación de los apoyos se llevó a cabo con el hincado de pilotes adicionales para mantener fijos y verticales los apoyos.

IV.4 Programa de obra

El concesionario encargado de desarrollar el proyecto, inició los trabajos en junio de 1990 y le dio termino en febrero de 1991 con el siguiente programa de obra:

No.	Concepto	Jun/ 90	Jul/ 90	Ago/ 90	Sep/ 90	Oct/ 90	Nov/ 90	Dic/ 90	Ene/ 91	Feb/ 91
1.-	Suministro y colocación de membrana km 0+000 - 0+360 km 2+171 - 2+300 km 8+760 - 9+000		■			■				
2.-	Formación de plantillas km 0+000 - 0+360 km 2+171 - 2+300 km 8+760 - 9+000		■			■				
3.-	Acarreo de plantillas km 0+000 - 0+360 km 2+171 - 2+300 km 8+760 - 9+000		■			■				
4.-	Formación de terraplenes km 0+000 - 0+360 km 1+650 - 1+800 km 1+861 - 2+108 km 2+171 - 2+300 km 8+760 - 9+000	■	■	■			■			
5.-	Acarreo de terracerías km 0+000 - 0+360 km 1+650 - 1+800 km 1+861 - 2+108 km 2+171 - 2+300 km 8+760 - 9+000	■	■	■			■			
6.-	Asfalto FM-1 Km 0+000 - 0+360 Km 2+300 - 5+700 Km 8+760 - 9+000						■	■	■	■

socavara o inundara la carretera, deteriorándola y afectando la capacidad de servicio, de esta manera las alcantarillas permiten el libre flujo de agua, sin generar corrientes que produzcan un oleaje que erosione los costados del terraplén. Los trabajos de estas obras fueron iniciadas una vez terminados los trabajos de terracerías es decir cuando el material haya alcanzado el 80% del asentamiento previsto. La sincronización en este caso en particular es de importancia considerable ya que en los casos de coladeras transversales al eje de la carretera, cuya estructura esta formada para que trabaje como canal, y desaloje el agua con la velocidad suficiente de modo de evitar los daños antes mencionados, pudieran afectar gravemente su eficiencia si la sección sufriera un hundimiento que modificara la pendiente y/o forma del la obra de drenaje.

Las obras de drenaje en las zonas de pantano (Km. 0+000 al 2+800, Km. 3+800 al Km. 5+160 y Km. 8 +900 al Km. 10+000), generaron materiales producto de la excavación que se utilizaron como relleno de las mismas obras compactándose en capas al 95% de la prueba Proctor SOP con equipo mecánico de mano.

Pavimentación.- Una vez terminada la construcción de la capa sub-rasante, se efectuaron los siguientes trabajos::

Banquetas y guarniciones centrales.- Antes de iniciar los trabajos de pavimentación propiamente dichos, se construyeron las guarniciones del camellón central con concreto hidráulico de $f_c = 200 \text{ Kg./cm}^2$ y revenimiento de 6 a 8 cm, se efectuó también el relleno del camellón central con material compactado, debiendo de quedar a un nivel tal que permita alojar una banquetta de concreto simple de 8 cm. de espesor, la que se construyó con concreto hidráulico con $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ y revenimiento de 8 a 10 cm, en estos concretos se empleo un agregado pétreo de tamaño de 28 mm (1 1/7").

Base de impermeabilizada de cemento portland.- Una vez terminadas las operaciones de colado de banquetas del camellón central como se indicó anteriormente, se colocó una capa estabilizada de 20 cm. de espesor compactada al 100% de la prueba Porter.

Riego de impregnación.- Sobre la capa de la base terminada y barrida así como en los taludes de la misma, se aplicó un riego de impregnación de concreto asfáltico a razón de 1.5 lts/m² aproximadamente, este sello se aplicó, y se aplica hasta 1997, para sustituir provisionalmente al asfalto pétreo, ya que como se explicó anteriormente hasta no detenerse las deformaciones no se realizaran los trabajos de la carpeta asfáltica. Lo cual resulta conveniente para la zona de tráfico pero para los taludes sería más conveniente colocar una capa de vegetación silvestre la cual ofrece una protección contra la erosión por viento y agua más eficaz.

Carpeta de concreto asfáltico.- En zona firme se colocó sobre la base debidamente impregnada y compactada, la carpeta de concreto asfáltico de 7.5 cm. de espesor. La mezcla asfáltica que se utilizó en la carpeta, se elaboró en planta estacionaria en caliente con material pétreo de tamaño aproximado de 19 mm. (3/4") y cemento asfáltico de $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ de material pétreo¹⁵.

Riego de sello.- En todo el ancho de la carpeta y el acotamiento se aplicó un riego de sello, empleando producto asfáltico FR-3 a razón de 1.2lt/m². El material y el producto asfáltico que se emplearon fueron para resistir un tránsito diario de mas de 2,000 vehículos mientras fuera aplicada la carpeta de concreto asfáltico.

Aditivos.- Con el objeto de contar con una adherencia mayor, se adquirieron materiales pétreos y productos asfálticos, estos aditivos son altamente resistentes al calor y sus características físicas están dentro de las normas de calidad establecidas por la SCT, estos aditivos hasta 1997 no han sido aplicados, sin embargo una vez tomado la decisión de aplicar la carpeta de concreto asfáltico y analizados los deterioros, se reconsiderará su aplicación en las zonas que el ingeniero justifique.

Membrana de soporte de polipropileno.- En las estaciones donde se encuentran las zonas de pantano y de alta deformabilidad, se colocó un geotextil para reducir los esfuerzos cortantes causados en el suelo blando, en parte por el peso

del terraplén y en parte por la tendencia del relleno a extenderse lateralmente a causa de las presiones internas a que son sometidas sus partículas. Esta medida tuvo el objeto de evitar las fallas al corte, de tipo rotacional, modificando el estado de esfuerzos en la masa del suelo blando.

Postes de kilometraje y número de carretera.- En la construcción y colocación de postes de kilometraje y número de carretera se. Las especificaciones a continuación descritas fueron pensadas con el propósito de que los aditamentos de la carretera tuvieran la mayor vida útil requiriendo el mínimo de mantenimiento, el cual solo incluyera el de pintura cada 4 años. Especificaciones; concreto hidráulico con agregado de 19mm (3/4") y resistencia a la ruptura $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, utilizando también 4 varillas corrugadas de 9.5mm. (3/8") de diámetro para el refuerzo longitudinal y cinco anillos de varilla lisa de 6.3 mm. (1/4") de diámetro espaciados a 30 cm.

Para los postes de concreto se utilizaron moldes metálicos formados por dos secciones longitudinales, limpiados y desprovistos de grasa y otros materiales que pudieran afectar la buena adherencia de las pinturas en la superficie de concreto.

En 1994 se efectuó una evaluación superficial para conocer, en su caso la magnitud de los daños provocados por rodamiento, el resultado de esta evaluación fue la siguiente;

TRAMO Km./Km.	Descripción de los daños
0.0 - 1.0	Grietas transversales y longitudinales.
1.8 - 2.0	Roderas que han requerido ser reniveladas.
Puentes	
4.0 - 4.1	Roderas desniveladas, agretamientos longitudinales y transversales.
5.3 - 5.4	Asentamientos.

En prácticamente todos los puentes ubicados en las Lagunas Chairel, se presentan asentamientos diferenciales entre estos y los terraplenes de magnitudes de hasta 40 cm., donde se colocaron rampas en las entradas y salidas de los puentes para el correcto funcionamiento de las secciones.

Capítulo V

Evaluación económico - financiera

En este capítulo se explicarán los aspectos económicos inherentes al funcionamiento del Libramiento Poniente de Tampico.

Hasta la época contemporánea, en una obra de ingeniería civil, el factor económico ha generado con mayor énfasis la conveniencia y la necesidad de la innovación y del ingenio para lograr los objetivos con los recursos económicos mínimos permisibles, sin sacrificar los requisitos de calidad y tiempo de ejecución establecidos. Sin embargo, en el caso particular del tema de las concesiones, el factor económico juega un papel más delicado y extenso que el común.

En 1989, cuando fueron publicadas las bases de licitación por el Gobierno Federal a través de la SCT para las carreteras que entraban en el esquema de concesión, el Estado argumentó, que se optaba por tomar la medida debido a la necesidad de que el país extendiera su infraestructura carretera lo antes posible ante el hecho conocido de tener un importante rezago, y a la falta de recursos disponibles para su realización.

En el sexenio que corresponde al periodo 1988-1994, fue marcada la tendencia de la privatización, que contemplaba el tema de concesión de vías terrestres, puertos y aeropuertos. Esta política se ajustó al requerimiento de alternativas para continuar con la red carretera nacional, Y de alguna manera se consideró que la práctica de concesión, con buenos resultados mostrados en otros países podría rendir buenos resultados en México.

Como se informó entonces, el programa de concesión lo-graba conciliar varias áreas relacionadas para efectuar un programa unificado de construcción de carreteras y puentes. De

tal suerte se conseguía trabajo para el constructor (el caminero), se construía y se daba mantenimiento a la carretera logrando así los beneficios sociales que esta involucra, y el Estado se evitaba el problema de hacer frente al costo monetario de magnitudes considerables, ya que el concesionario cobraría a través de la explotación del tramo carretero, en el periodo perentorio, el monto originado por la construcción de la misma, así como su costo financiero e intrínsecamente el Gobierno obtenía una fuente más, generadora de impuestos.

De aquí se genera la importancia de reflejar las cifras y los escenarios que participaron en la evolución y finalmente en el colapso del proyecto de concesión de esta y otras carreteras bajo el escenario concesionario. Las observaciones puntualizadas en este capítulo mostrarán como se desarmonizaron los factores económicos dando como resultado un quebranto de más del 200% del costo presupuestado del tramo objeto de esta tesis y las causas que generaron el desequilibrio.

Para realizar este análisis del modo más objetivo posible se cuantificarán los datos más relevantes del proyecto que son: La inversión, gastos de mantenimiento y financieros, ingresos y periodo de recuperación

Debido a los cambios de moneda sufridos en el país de 1992 a 1996 (Pesos Viejos, N\$,) se considerará en este estudio la moneda nacional "Peso", con el registrado en circulación a partir de 1996 con el "Nuevo Peso" (N\$) de 1994-1995.

V.1 Inversión

El costo total de la obra incluyendo el impuesto al valor agregado (IVA) fue de 54.194 millones de pesos, correspondiente al proyecto de diseño y construcción, en un lapso de 1.17 años comunicando 14.2 Km. de longitud de autopista.

En el siguiente cuadro se muestra el esquema proyectado según Aconta, S.A. de C.V., en el que resaltan por su importe las terracerías en pantanos, los puentes y la pavimentación.

Libramiento Pontado de Tiempo															
Programa de Obra (miles de pesos)															
Concepto / Km.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Costos
Puentes	1,79	2,04	748	62	49	81	585	431	684	468	488	132			9,307
Chaireles															
Terracerías en peralte	1,666	2,559	2,732	2,134	2,13	2,277	2,136	2,136	2,038	1,836	1,759	2,004			25,611
Terracerías en para fina		555	747												1,302
Obras de drenaje			240	125								364	263		992
Pavimentación			700	859	985	281	539	782	859	1,359	1,034	1,311	2,802	1,189	12,700
Obras														1,702	1,702
Casetas de cobro												516	1,161	903	2,580
Totales	3,656	5,181	5,187	3,741	3,611	3,377	3,280	3,349	3,581	3,683	3,281	4,327	4,226	3,794	54,194
			13,984			10,729			10,190			11,271		8,020	54,194

El mayor reto para el responsable del proyecto (el concesionario) después de la construcción, será entregar, en los restantes 12 años la carretera en condiciones impecables, habiendo recuperado y liquidado el importe antes mostrado con la explotación del tramo.

V.2 Gastos de mantenimiento y financieros

Una de las obligaciones del concesionario durante la vigencia de la administración del tramo carretero, según el reglamento de la SCT es la de cuidar y restaurar los señalamientos, acotamientos, defensas metálicas así como efectuar todos los trabajos de conservación, reparación, requerido en el tramo, entronques, puentes, viaductos y pasos a desnivel, a fin de mantener toda la obra objeto de la concesión en perfectas condiciones de servicio. Ofreciendo rapidez y seguridad a los usuarios.

Evidentemente este concepto generaría gastos constantes, propios del uso y de los daños producidos por efectos climatológicos así como a la presencia de un terreno de apoyo de las terracerías muy deformable.

Otro gasto inherente al manejo administrativo de la carretera es el de contar con seguros que ampararan aquellos daños ocurridos a usuarios en sus bienes y personas, producto de deficiencias en la operación, mantenimiento conservación o reparación de la obra incluso de daños ocasionados por su personal.

El concesionario erogaría además el 0.5% de los ingresos tarifados que reciba anualmente, pagaderos al Gobierno Federal dentro de los primeros 5 días hábiles del mes de enero de cada año de operación. Este importe no irá en perjuicio de las demás obligaciones fiscales que el concesionario tuviera por la operación y explotación de la carretera.

Según la compañía concesionaria el presupuesto mensual para hacer frente a todos estos compromisos sumaría \$75,667.00 por concepto de mantenimiento además de un monto equivalente por conservación.

Y como último concepto a comentar se anota que el costo financiero representa una carga importante dentro del flujo de efectivo así como la de los resultados para lograr recuperar la inversión y cumplir con todos los compromisos que el proyecto involucra.

Ante estos hechos, en el caso de la obra tratada en esta tesis, se constituyó un fideicomiso actuando como fiduciario Banca Serfin con una aportación del 75% del monto requerido para la construcción, es decir 40,646 millones de pesos y el complemento 13,547 millones lo financió la concesionaria con recursos propios

V.3 Ingresos

En el caso de México, la fuente de recursos para el retorno de la inversión así como para cubrir los gastos inherentes al funcionamiento de la carretera, son los generados por la cuota aportada por los usuarios (los vehículos). Debido que los dis-

tintos tipos de vehículos generan al desplazarse por el tramo carretero un distinto deterioro en los terrlenes, se les cobra en consecuencia una tarifa distinta.

Autopista :		Libramiento Poniente de Tampico		
Calculo de la Tarifa Ponderada				
Clasificación Vehicular.				
Longitud del Cobro	A	B	C	
Km 14.2				
% de Transito	63%	13%	22%	
Tarifa	8.00	14.50	19.00	

Dando como resultado de la tarifa ponderada inicial incluyendo IVA de \$10.82, considerando además un aforo garantizado de por la SCT de 2,500 vehículos diarios.

El aforo mencionado generaría ingresos brutos por \$27,050.00 pesos diarios lo que representa ingresos mensuales por \$811,500.00 pesos.

Los concesionarios así como la SCT consideraron en la etapa inicial un incremento del aforo anual del 4%, y la tarifa se actualizaría según la inflación o bien, según el incremento al salario mínimo. De modo que se efectuarían revisiones a estos rubros así como al tiempo de concesión, ya que se podría conseguir un incremento en el plazo de concesión.

V.4 Periodo de recuperación

Del aforo depende, si el periodo de 12 años es suficiente para recuperar la inversión, mantener los gastos inherentes del proyecto y generar los ingresos del concesionario. Como la inversión y los gastos son datos conocidos, las variables son el tiempo y el aforo, si el tiempo se fija en 12 años (144 meses) entonces el éxito del proyecto depende netamente del aforo.

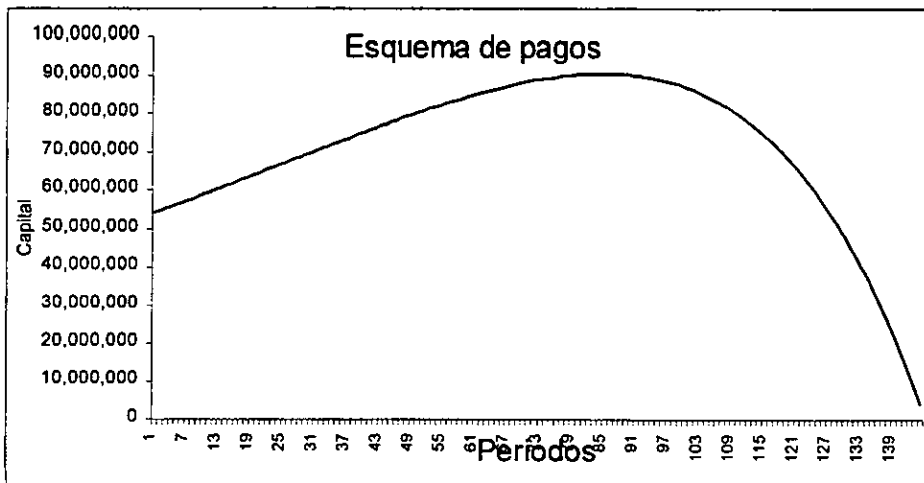
De manera que el aforo multiplicado por la tarifa menos el 0.5% de participación a la SCT deberá ser por lo menos igual a los gastos mensuales más la proporción de la inversión mensual más el costo financiero del 75% del importe total de la construcción de la obra, lo que se ejemplifica como $Aforo(10.825)(0.995) = 151,334 + 54,194,000/144 + 8\%/12(40,645,000) = 74,155\text{veh/mes}$

Como se comentó anteriormente el aforo garantizado por la SCT fue de 2,500 vehículos diarios lo que representa 75,000 vehículos mensuales.

Este análisis muestra la gran fragilidad de este proyecto ante una variación negativa en el aforo, ya que la disminución de este representa necesariamente un endeudamiento mayor y esto a su vez desencadena un problema creciente.

Sin embargo el primer desajuste que presentó el proyecto económico fue el de un incremento del 10% en el costo total de la construcción del tramo, posteriormente el bajo aforo, y finalmente se le sumo el problema del incremento en la inflación registrada en 1995, 1996.

Sin embargo existe la posibilidad de librar con éxito el proyecto aún con un aforo menor al requerido, el déficit de aforo en un inicio puede ser suplantado por el incremento en el tránsito vehicular futuro, en la siguiente gráfica se muestra como se puede amortizar los intereses no cubiertos.



Capítulo VI

Programa de consolidación de autopistas de cuota

El tema de la concesión de infraestructura vial se inició en 1987 con la concesión de las autopistas Atlacomulco - Maravatío y Guadalajara - Colima, siendo antes de este año responsabilidad exclusiva del Estado la construcción (por licitación pública), la operación a cargo de Caminos y Puentes de Ingresos y Servicios Conexos (Capufe) y el mantenimiento subcontratado o por medio de Capufe.

Entre 1987 y 1994 se otorgaron 52 concesiones, con una longitud total de 5,316 km. de la siguiente manera :

	Sector privado	Gobiernos Estatales	Instituciones financieras
No de concesiones	29	19	4
Kilómetros	3,364	1,538	414
Porcentaje	63.3	28.9	7.8

La red de autopistas concesionadas forma parte de los diez ejes troncales, que vistos en un plano forman una malla que incluye a todos los Estados de la República, con el fin de comunicar eficientemente todas las regiones, permitiendo un transporte seguro, rápido y económico, esto último debido a que aunque los usuarios solo consideran el costo del peaje, en realidad los costos de operación (combustible, aceite, vida útil del motor, etc.) disminuyen al utilizar autopistas en condiciones óptimas, por lo que casi siempre es menor el costo económico si se utilizan las autopistas de cuota.

Actualmente se cuenta con una de las redes de autopistas concesionadas más grandes del mundo, que se construyó de manera acelerada como resultado del optimismo basado en la estabilidad e indicadores económicos de México, lo que llevó a cometer varios errores; ya que en otros países como Estados Unidos y Europa tardaron varios años en contar con una red de cuota.

Uno de los problemas a los que se enfrentaron los concesionarios fue que el costo real de las obras se incrementó 40% con respecto al monto concursado, esto debido a cambios significativos de trazo, modificaciones de tipos de materiales y dificultades para adquirir el derecho de vía.

Por otra parte los estudios previos determinaron una demanda de la autopista muy por encima de la realidad, lo que significó una disminución en el ingreso esperado, debiendo utilizar préstamos puente (préstamos para pagar préstamos) para solventar los compromisos contraídos y alargando los plazos de pago, siendo que el plazo concesión permaneció constante.

En algunos casos se ampliaron los plazos de las concesiones, sin embargo hubiera sido necesario, por ejemplo en la autopista Cuernavaca - Acapulco, ampliar el plazo en un 300% para que se pagara únicamente la inversión inicial.

Simultáneamente se aplicaron rebajas tarifarias para incrementar los aforos y maximizar los ingresos, pero no se obtuvieron los resultados esperados, debido a que desde un principio las tarifas superaban la capacidad de pago de los usuarios y la rebaja no fue lo suficientemente sustancial como para lograr un ingreso óptimo, lo que implica que las autopistas estaban subutilizadas.

Con todos estos problemas, la red de autopistas de cuota generó un importante ingreso, estimado en 1997 de 9 mil millones de pesos, incluyendo las autopistas administradas por Capufe, que fueron utilizadas para transportar el 80% del total de carga doméstica.

En el primer semestre de 1997 se observaron incrementos de ingresos y aforos con respecto a 1996 (10 y 36 % respectivamente), que no fueron suficientemente substanciales para

que los concesionarios pudieran cumplir con los compromisos financieros contraídos, poniendo en riesgo la operación con el nivel de servicio de proyecto de la infraestructura por no contar con el presupuesto adecuado para la conservación.

Como consecuencia el Gobierno Federal puso en marcha el Programa de Consolidación de Autopistas de Cuota para resolver de manera definitiva la problemática que presentaban las autopistas de cuota.

VI.1 Bases del rescate

Previo a la implementación de este programa se hicieron dos intentos para solucionar la problemática planteada, en la que tanto el Gobierno Federal como los concesionarios realizaron aportaciones de capital, sin obtenerse el resultado esperado. Con el Programa de Consolidación de Autopistas de Cuota se dio una solución definitiva a la problemática planteada. Este programa se integró de dos partes: una rebaja tarifaria en las autopistas de cuota y el rescate de 23 autopistas concesionadas.

Dado que la infraestructura carretera, independientemente de las modalidades de construcción, explotación, operación y conservación que se adopten en términos de ley, es de dominio público de la Federación, el Estado tiene la obligación de asegurar su adecuada utilización en beneficio de la población, se decidió utilizar la figura jurídica de rescate, en la que se da por terminada la concesión, regresando los bienes a la nación. El miércoles 27 de agosto de 1997 se publicó en el diario oficial la declaratoria de rescate en la que anota :

" Se declara, por causas de utilidad e interés público, el rescate de cada una de las concesiones que a continuación se indican, con todo lo que de hecho y por derecho les corresponde, a partir de la entrada en vigor de la presente declaratoria.

La Tinaja - Acayucan - Cosoleacaque
Estación Don - Nogales

Campeche - Champotón
Monterrey - Nuevo Laredo
Reynosa - Matamoros
Puente Internacional Reynosa - Pharr
Libramiento Noreste de la Ciudad de Querétaro
Mazatlán - Culiacán
Cárdenas - Entronque Agua Dulce
Chamapa - Lechería
León - Lagos de Moreno - Aguascalientes
Libramiento Poniente Tampico
Cuernavaca - Acapulco
Maravatío - Zapotlanejo y Libramiento de Toluca
Guadalajara - Tepic
Guadalajara - Zapotlanejo
Zapotlanejo - Lagos de Moreno
Torreón - Saltillo
Puente El Zacatal
Santa Ana - Caborca - Sonoita
Cadereyta - Reynosa
Gómez Palacio - Jimenez
Libramiento Oriente Saltillo (La Carbonera - Ojo Caliente) y Los Chorros "

Dicha declaratoria entró en vigor el 1 de septiembre de 1997, quedando en poder del Banco Nacional de Obras (Banobras) los 23 títulos de concesión, siendo administrados por el Fideicomiso para la Administración de las Autopistas Rescatadas (FARAC) integrado por representantes de la SCT, Banobras y la SHCP.

La declaratoria de rescate establece las bases necesarias para fijar, de acuerdo con una metodología autorizada por la Comisión de Avalúos de Bienes Nacionales y con cálculos realizados por la SHCP, el monto de la indemnización que habrá de pagarse a los concesionarios. Conforme al artículo 26 de la Ley General de Bienes Nacionales, dicha indemnización no podrá tomar como base el valor intrínseco de los bienes concesionados.

El monto de la indemnización consideró dos elementos: primero, la aceptación de las deudas bancarias de las autopistas por parte del FARAC; segundo, el pago de las cuentas por cobrar que tengan pendientes las empresas constructoras, lo cual constituye un pasivo a cargo de las autopistas, a través del mismo fideicomiso.

Esta indemnización no incluyó el capital de riesgo aportado por las concesionarias, por lo que se asumió como pérdidas para estas y quedaron fuera del negocio. Como el balance financiero de los concesionarios reportaba pérdidas, el rescate representó una solución inmediata.

Con este nuevo esquema, al no tener una fecha de terminación de la concesión, las deudas se pueden amortizar en un plazo mayor. Adicionalmente la banca comercial otorgó tasas preferenciales en la redocumentación de las deudas. Actualmente es el FARAC quien tiene a su cargo la administración y manejo financiero de los recursos económicos, decidiendo la mejor opción para conservar en óptimas condiciones las autopistas y cubrir en el menor tiempo posible las deudas, ya sea emitiendo papel comercial, refinanciando la misma u otro.

De acuerdo a las estimaciones formuladas por las secretarías de SHCP y SCT, el monto de las cuentas por cobrar de las 23 concesiones rescatadas fue de alrededor de 22 millones de pesos, en tanto que las deudas bancarias sumarán alrededor de 43 mil millones de pesos, esta se pretende pagar con los ingresos generados por el cobro de peaje sin incluir una partida presupuestal para este fin, que se calculó podrá ser pagada en un plazo de 25 años.

Al no tener las restricciones establecidas en los títulos de concesión en los que se garantizaban aforos e incrementos en las tarifas basándose en el Índice Nacional de Precios al Consumidor, se redujeron las tarifas 30% en promedio, que para el caso del Libramiento Poniente Tampico fueron los que se muestran en la tabla 11.

Dicha rebaja representó beneficios directos e inmediatos para la población y el autotransporte de carga, aunque los aforos registrados después del rescate no fueron los esperados.

VI.2 Situación actual

De los datos observados en 1997, a partir de la entrada en vigor del Programa de Consolidación de Autopistas de Cuota, se observa un incremento en el tránsito promedio diario mensual (TPDM), como se muestra a continuación :

Tipo de Vehículo	Antes del rescate	Después del rescate	Variación
A	21.00	15.00	28.57%
B2	31.00	20.00	35.48%
B3	31.00	20.00	35.48%
B4	31.00	20.00	35.48%
C2	31.00	20.00	35.48%
C3	40.00	20.00	50.00%
C4	40.00	20.00	50.00%
C5	58.00	30.00	48.27%
C6	58.00	30.00	48.27%
C7	74.00	40.00	45.94%
C8	74.00	40.00	45.94%
C9	74.00	40.00	45.94%

IPPV = Ingresos promedio por vehículo

Tal como se observa, el ingreso, contrariamente a lo esperado, disminuyó con la rebaja tarifaria, lo que indica que ya había sido satisfecha la demanda, como consecuencia el ingreso no es el óptimo, esto se observa en el ingreso promedio por vehículo que se obtiene dividiendo el ingresos entre el número de días de cada mes y dividiéndolo a su vez entre el TPDM. Por lo anterior deberán incrementarse las tarifas. Adicionalmente el Libramiento es utilizado principalmente por vehículos pesados, por lo que deberán revisarse los convenios realizados con anterioridad con autotransportistas para maximizar el ingreso.

Previo a la puesta en marcha del este programa era el concesionario quien contaba al operador, actualmente las empresas operadoras son las mismas, en muchos casos subsidiarias de los concesionario, por lo que deberá evaluarse si dichas empresas operadoras son las que más eficientes.

Conclusiones

Los autores de esta tesis tuvieron como objetivo estudiar diferentes aspectos del Libramiento Poniente Tampico, con el fin de proponer acciones que lleven a que ésta importante obra de ingeniería pueda cumplir en lo posible con los objetivos que cualquier obra de esta naturaleza debe cumplir, que sea funcional, económica, compatible con el medio ambiente y segura.

En el primer capítulo, los autores se apoyaron en el conocimiento de la Ingeniería de transporte, se estudiaron las condiciones de capacidad vehicular y servicio que presta el Libramiento actualmente, así como la relación entre el aforo y la cuota cobrada, obteniendo lo siguiente:

El Libramiento aunque presenta aforos muy bajos, el nivel de servicio también lo es (B) y dentro de quince años se deteriorará aún más (D) debido al crecimiento vehicular estimado, por lo que será necesaria la construcción de un segundo cuerpo, ya que caso de que se deteriore el nivel de servicio, el Libramiento dejaría de ser atractivo y los usuarios preferiría utilizar otra alternativa.

La tarifa óptima encontrada, que es la que maximiza el ingreso, es de \$13.00 para automóviles, que es la categoría en la que se basa la SCT para fijar el resto de las tarifas.

El capítulo de Geotécnia se evaluaron los estudios realizados partiendo de características que deben cumplir los muestreos y pruebas de laboratorio para que sean confiables. Se revisó el diseño de terraplenes, proponiendo una alternativa que asegurara un buen funcionamiento, evitando los grandes hundimientos diferenciales presentados hasta la fecha. También se revisó la cimentación de los puentes que trabajan con pilotes de fricción utilizando el criterio descrito por Tomlinson. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Se recomienda utilizar la metodología descrita para determinar el tipo, número, profundidad y ubicación de los muestreos, que en el

caso del Libramiento, los realizados fueron los adecuados; en el primer tramo del Libramiento (0+000 al 5+600) la profundidad debe ser de 60.23 m, mientras que en el segundo 61 m.

El diseño de terraplenes en zona de suelos finos, deberá ser tal que no suponga hundimientos grandes. Para ellos se recomienda no utilizar bermas, disminuir el esfuerzo cortante utilizando geotextiles, distribuir uniformen los esfuerzos axiales actuantes en la plantilla de trabajo y dar una forma cóncava a la sección del terraplén.

La capacidad de carga de lo pilotes, se calculó suponiendo que cada pilote trabaja individualmente y como grupo, la capacidad de diseño deberá ser la menor de estas dos, obteniéndose que la menor resulta la de considerar que los pilotes trabajan individualmente, 43.82 ton/pilote.

En cuanto a los aspectos ambientales, se revisó la evaluación de impacto ambiental, realizada en 1992, concluyendo que además de ser extemporanea, se enfocó a aspectos importantes como son los biológicos, pero faltó el más importante, el ingenieril, por lo que se recomienda lo siguiente:

Realizar una nueva evaluación de impacto ambiental elaborada por un equipo multidisciplinario dirigido por un ingeniero civil y utilizar el modelo de evaluación descrito como herramienta.

Desarrollar un programa de seguimiento de medidas de mitigación, contemplando los recursos económicos necesarios dentro del programa de conservación.

En el capítulo de aspectos económico - financieros se estudió el escenario dentro del que se ejecutó la construcción del Libramiento, el esquema de financiamiento del concesionario, los gastos de inversión y mantenimiento, proponiendo un es-

quema de financiamiento que permite amortizar los intereses en el periodo de concesión.

Al inicio de la concesión el país atravesó por una crisis que distorsionó todos los escenarios imaginados, experiencia que permitirá en futuras obras considerar escenarios muy desfavorables.

Se imagina que el contrato de concesión fue acogido con la idea de ser un producto de beneficios económicos para el concesionario, resultaría interesante conocer la tasa interna de retorno esperada por ellos y comparar los eventos reales con las corridas financieras para medir las variaciones y analizar lo importante que resulta acertar en un estimación.

Los aspectos económico-financieros, como ya se observó, deberán considerarse con especial atención para asegurar que la ingeniería pueda ser aplicada correctamente.

En lo que se refiera a los aspectos constructivos los conceptos que destacan por su importe económico y complejidad después de los puentes y obras de arte, son los enormes volúmenes de tierra utilizados en la obra. Si bien, la zona de pantano representa un reto para el ingeniero, también ésta adversidad invita a desarrollar soluciones prácticas acordes con el presupuesto y con las necesidades que demanda el proyecto. Buscando la causa de los problemas que se han presentado en los terraplenes se encontró lo siguiente:

El procedimiento se apegó al proyecto, por lo que los hundimientos no se pueden atribuir a la construcción.

En el último capítulo se explica el proceso de rescate de 23 de las 53 autopistas concesionadas, dentro de las cuales el Libramiento fue incluido, lo anterior para darle actualidad al la presente tesis. La importancia reside en que los responsables

de la operación y mantenimiento del Libramiento cambiarán, así como el responsable del financiamiento, actualmente el FARAC; por lo que es un buen momento para considerar las propuestas aquí planteadas, implementando programas de medidas de mitigación de impacto ambiental, instrumentación en puentes y terraplenes y mantenimiento preventivo y correctivo.

Con este trabajo se pretende hacer una aportación en el rubro de las vías terrestres, que por ser relativamente de nueva implantación en nuestro país y por su importancia deben ser cuidadosamente estudiadas.

Bibliografía

- 1.- Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Secretaría de Obras Públicas, Cap. 4, México, D.F. 1976.
- 2.- Apuntes del Diplomado Internacional de Transporte, DECFI, 1997.
- 3.- Memoria descriptiva del estudio vial del Boulevard construido en el derecho de vía del embovedamiento del río San Francisco y arroyo Xonaca, Proyac, 1965.
- 4.- Impacto Ambiental, Valdéz Cesar y Vázquez González Alba, México, D.F. 1993.
- 5.- Valor sugerido por el Director de Derecho de vía de la Unidad de Autopistas de Cuota, SCT.
- 6.- Apuntes de la clase Problemas de Geotécnia, 1996.
- 7.- Soil Mechanics in Engineering Practice Terzaghi and Peck, John Wiley & Sons, Inc. New York, 1960.
- 8.- Mecánica de Suelos, Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso, Tomo I, México D.F. 1970.
- 9.- Mecánica de suelos Juárez, Badillo y Rico Rodríguez, Vol. II, Editorial Limusa, México, D.F., 1986.
- 10.- Hidráulica General Sotelo Avila Gilberto, Editorial Limusa, Vol. I, México, D.F. 1974.
- 11.- Hincado de pilotes en arcilla, Tomlinson M.J., Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Londres 1957.
- 12.- Carta Geológica del Estado, Instituto de Geología de la UNAM.
- 13.- Movimiento de Tierras, Aburto Valdéz y Chavarri Maldonado, Impresa por la fundación para la enseñanza de la construcción, A.C., México, D.F., 1990.
- 14.- Estructuración de canteras, SCT, C. de Actualización Profesional.
- 15.- Ingeniería de costos, Freyre Enrique y González Enrique, Colegio de Ingenieros Civiles, 1985.