



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

PROYECTO GEOMÉTRICO DEL TREN INTERURBANO DE PASAJEROS TOLUCA – VALLE DE MÉXICO

TESIS

Que para obtener el grado de
**MAESTRO EN INGENIERÍA
DE TRÁNSITO Y TRANSPORTE**

Presenta:

MARCO ANTONIO SÁNCHEZ ESTRADA

Director de tesis:
M.I. Jorge Antonio Caraza Islas

Coasesor de tesis:
M.I. Sergio Efrén León Tenorio

Puebla, Pue.

Junio 2016



BUAP

OFICIO SIEP No. 0899/2016

ING. MARCO ANTONIO SÁNCHEZ ESTRADA
Maestría en Tránsito y Transporte
Presente.

El suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“Proyecto geométrico del tren interurbano de pasajeros Toluca - Valle de México”**, para obtener el grado de Maestro en Tránsito y Transporte. Asignándose como Director de Tesis al M.I. Jorge Antonio Caraza Islas y Co-Asesor al M.I. Sergio Efrén León Tenorio.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“Pensar bien, para vivir mejor”

Puebla, Puebla a 18 de abril de 2016

M.I. FERNANDO DANIEL LAZCANO HERNÁNDEZ
Director de la Facultad de Ingeniería

C.c.p. M.I. Jorge Antonio Caraza Islas. Director Tema tesis.
C.c.p. M.I. Sergio Efrén León Tenorio. Co-Asesor Tema tesis.
C.c.p. Archivo

ABH/JCI/dsm.

60
AÑOS DE
AUTONOMÍA
UNIVERSITARIA

Facultad
de Ingeniería

Blvd. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

M. I. FERNANDO DANIEL LAZCANO HERNANDEZ
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA DE LA B. U. A. P.
P R E S E N T E

El que suscribe M. I. Jorge A. Caraza Islas, asesor del Tema de Tesis denominado: **“Proyecto geométrico del tren interurbano de pasajeros Toluca – Valle de México”**; que presenta el **Ing. Marco Antonio Sánchez Estrada**, egresada de la Maestría en Ingeniería en Tránsito y Transporte, de esta Facultad de Ingeniería de la B. U. A. P; y autorizada con el oficio No. 0899/2016 de fecha 18 de Abril de 2016, siendo requisito para su defensa en el examen de grado.

Informo a usted, que después de haber procedido a revisar la tesis correspondiente, verificando que se han atendido las observaciones y recomendaciones por un servidor, no existe inconveniente alguno de mi parte, en **autorizar la impresión** de la misma, por lo que se extiende la presente para los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, queda de usted.

Puebla, Pue., a 14 de Junio de 2016

A T E N T A M E N T E



M. I. JORGE A. CARAZA ISLAS

c.c.p. Ing. Marco Antonio Sánchez Estrada.
c.c.p. Archivo

Índice

Protocolo.....	ix
Introducción.....	xiv
1. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	1
1.1. NORMATIVA EMPLEADA	1
1.2. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	1
1.2.1. Cortes	3
1.2.2. Terraplenes	6
1.3. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	8
1.3.1. Comprobación Río Lerma (18+760)	10
1.3.2. Comprobación de otros cruces	10
1.4. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	11
1.5. MATERIAL RODANTE Y MODELO OPERATIVO	11
1.6. ARQUITECTURA	20
1.7. DISEÑO URBANÍSTICO	22
1.8. INFORMACIÓN AMBIENTAL	23
1.9. ESTRUCTURAS.....	25
1.9.1. Viaductos.....	25
1.9.2. Túneles.....	30
1.10. SISTEMAS ELECTROMECAÑICOS	33
1.11. CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA	33
1.11.1. Vía en placa de concreto	38
1.11.2. Vía sobre balasto	39
1.12. DERECHO DE VÍA.....	40
2. DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA.....	42
2.1. PARÁMETROS FUNCIONALES PARA EL DISEÑO EN PLANTA	49

2.2.	PARÁMETROS GEOMÉTRICOS PARA EL DISEÑO EN PLANTA	53
2.2.1.	Radios de curvas.....	54
2.2.2.	Longitud mínima en rectas o curvas circulares	55
2.2.3.	Curvas de transición espiral (clotoides)	55
3.	DISEÑO GEOMÉTRICO EN PERFIL	58
3.1.	PARÁMETRO FUNCIONAL PARA EL DISEÑO EN PERFIL.....	60
3.2.	PARÁMETROS GEOMÉTRICOS PARA EL DISEÑO EN PERFIL.....	60
3.2.1.	Pendientes máximas y mínimas	61
3.2.2.	Radio vertical.....	66
3.2.3.	Pendiente mínima en túnel, túnel falso y corte.....	66
3.2.4.	Longitud mínima de curvas verticales.....	67
3.2.5.	Longitud mínima en tangente.....	67
4.	DISEÑO GEOMÉTRICO TRANSVERSAL	69
4.1.	GÁLIBO	69
4.1.1.	Gálibo del material rodante	70
4.1.2.	Gálibo de las instalaciones fijas	74
4.1.3.	Gálibo vertical.....	81
4.2.	ANCHO DE VÍA	81
4.3.	ENTREVÍA.....	81
4.4.	ANCHO DE PLATAFORMA	83
4.5.	SIMULACIÓN DE MARCHA	85
4.5.1.	Metodología.....	85
4.5.2.	Caracterización del material rodante	88
4.5.3.	Caracterización de la infraestructura	89
4.5.4.	Criterios de explotación adoptados.....	89
4.5.5.	Resultados.....	90
5.	LOCALIZACIÓN DE POSIBLES MEJORAS	93
5.1.	MEJORAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA.....	95

5.2.	MEJORAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO EN PERFIL	
	104	
5.3.	MEJORAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO	
	TRANSVERSAL.....	113
CONCLUSIONES	116
BIBLIOGRAFÍA	124
ANEXOS	1

Índice de figuras

FIGURA 1	Ubicación del proyecto a nivel nacional	1
FIGURA 2	Ubicación de cuencas entre el km 30+700 y el km 32+100.....	9
FIGURA 3	Tipología de servicios propuestos.....	15
FIGURA 4	Metodología para determinar la flota total	17
FIGURA 5	Esquema propuesto con aparatos de vía.....	19
FIGURA 6	Sección tipo con dos trabes artesa prefabricadas	28
FIGURA 7	Sección tipo propuesta para TBM.....	31
FIGURA 8	Sección tipo propuesta para falso túnel.....	32
FIGURA 9	Vía en balasto.....	35
FIGURA 10	Viaducto sobre plintos	36
FIGURA 11	Túnel sobre plintos	36
FIGURA 12	Túnel falso sobre plintos.....	37
FIGURA 13	Viaducto sobre balasto	37
FIGURA 14	Sujeción HM (SKL 1)	38
FIGURA 15	Elementos de curva circular.....	44
FIGURA 16	Curva clotoide	46
FIGURA 17	Curva circular con clotoides de transición.....	46
FIGURA 18	Fuerzas actuantes en el plano de la vía.....	50
FIGURA 19	Curvas verticales entre pendientes	59
FIGURA 20	Dimensiones de los contornos de referencia de los gálidos cinemáticos GA, GB y GC, de partes altas.....	78
FIGURA 21	Contorno de referencia GI3 de partes bajas.....	79
FIGURA 22	Gálido uniforme GC.....	80
FIGURA 23	Gráfico de marcha	92
FIGURA 24	Zona de limitación en la definición geométrica.....	120

Índice de tablas

TABLA 1	Resumen de geometría por corte	4
TABLA 2	Resumen de excavabilidad y aprovechamiento por corte.....	5
TABLA 3	Resumen de los mejoramientos previstos en la cama de los cortes ..	6
TABLA 4	Tabla resumen de terraplenes	8
TABLA 5	Niveles en el esquema de drenaje del km 30+700 al km 32+100 ...	10
TABLA 6	Flota necesaria	14
TABLA 7	Resumen con datos de demanda por horario y año	16
TABLA 8	Número de trenes necesarios con capacidad de 1,400 plazas	18
TABLA 9	Número de vías necesarias por estación	20
TABLA 10	Tipos de estructuras de vías	35
TABLA 11	Situación del derecho de vía conforme al eje de la vía.....	41
TABLA 12	Elementos para el alineamiento horizontal	43
TABLA 13	Parámetros funcionales para el diseño en planta.....	53
TABLA 14	Parámetros geométricos para el diseño en planta.....	53
TABLA 15	Limites inferiores para longitudes de curvas de transición.....	57
TABLA 16	Parámetros geométricos para el diseño en perfil longitudinal	61
TABLA 17	<i>Ejemplos de pendientes máximas típicas</i>	63
TABLA 18	Distancia nominal de entrevía (Valores normales).....	82
TABLA 19	Distancia nominal de entrevía (Valores excepcionales)	82
TABLA 20	Tiempos comerciales (incluyendo paradas).....	90
TABLA 21	Simulación de marcha.....	91
TABLA 22	Resumen de la simulación de marcha.....	91
TABLA 23	Costo del proyecto sin incluir derecho de vía	93
TABLA 24	Costos de obra civil	94
TABLA 25	Costos de instalaciones ferroviarias.....	95
TABLA 26	Costos del material rodante.....	95
TABLA 27	Resultados del análisis de parámetros para vía izquierda	99
TABLA 28	Comprobación definiciones geométricas en planta vía izquierda ..	102
TABLA 29	Comprobación definiciones geométricas en planta vía derecha	104
TABLA 30	Costos de inversión en millones de pesos con la alternativa de pendiente máxima del 2.5%	105

TABLA 31 Costos de inversión en millones de pesos con la alternativa de pendiente máxima del 5.25%	105
TABLA 32 Comparación de tecnologías de material rodante.....	108
TABLA 33 Höllentalbahn (Selva Negra), Alemania	109
TABLA 34 Bernina Pass, Suiza.....	109
TABLA 35 Montreux-Oberland Bernois, Suiza	109
TABLA 36 Saint Gervais – Vallorcine, Francia.....	110
TABLA 37 Tren de Flam, Noruega	110
TABLA 38 Cerdaña Francia.....	111
TABLA 39 Comprobación definiciones geométricas en perfil	112
TABLA 40 Vehículo circulando a la máxima velocidad permitida ($V=V_{max}$), con máxima insuficiencia de peralte I, hacia el interior y exterior de la curva	114
TABLA 41 Vehículo parado ($V=0$), con máximo exceso de peralte D, hacia el interior y exterior de la curva.....	115
TABLA 42 Contorno de gálibos	115
TABLA 43 Inversiones para ejecución del proyecto	118

Protocolo

Planteamiento del problema

La problemática se puede sintetizar en que cada día cientos de miles de personas realizan traslados entre Toluca y la Ciudad de México, pero la congestión tanto en la salida de Toluca como en la zona de Santa Fe y Observatorio en la Ciudad de México, provocan que un recorrido de aproximadamente 60 kilómetros (km) no se realice en condiciones competitivas ni en costo ni en tiempo. Actualmente, en Horas de Máxima Demanda (HMD), un viaje que inicia en el Municipio de Zinacantepec al poniente de Toluca y que tiene como destino final el Anillo Periférico en la Ciudad de México entrando por Av. de los Constituyentes, se realiza en no menos de 130 minutos.

La expansión territorial y el patrón de crecimiento urbano tanto en la Zona Metropolitana del Valle de México como en Toluca son circunstancias que permiten dibujar la necesidad de contar con un sistema de transporte público que por una parte pueda cubrir los requerimientos de transporte a una zona altamente densificada y, a su vez ser motor y eje de desarrollo urbano en la zona de Toluca. Es aquí donde se encuentra el reto del desarrollo de un proyecto que comunique estas dos urbes de manera eficiente y rápida.

Dados los problemas planteados, es necesario contar con un diagnóstico de los estudios de factibilidad jurídica, ambiental, técnica, económica y financiera para la construcción del Tren Interurbano de Pasajeros Toluca – Valle de México. Una vez justificada la viabilidad y construcción del Tren en la parte de proyecto ejecutivo se tendrán que estudiar todas las alternativas necesarias del proyecto geométrico de la vía, analizando todas las limitantes a lo largo del eje, la definición del eje en planta, la

definición en perfil y las secciones transversales para el correcto diseño de los gálibos.

Debido a que en México en lo que se refiere al servicio de pasajeros, sólo se cuenta con el Tren Suburbano de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México y algunos trenes turísticos, se podría anticipar una respuesta negativa a la cuestión ¿En México se cuenta con la normativa de proyecto geométrico para este tipo de proyectos?, quedan planteadas las siguientes interrogantes que quedarán fuera del alcance de este trabajo ¿Una vez construido el proyecto en qué porcentaje se cumplieron los objetivos iniciales? Y ¿De qué forma impactará la construcción del Tren Interurbano de Pasajeros Toluca – Valle de México?

Justificación

Con la construcción del Tren se estima un ahorro de tiempo de hasta 90 minutos al día, los ahorros por tiempo de viaje representan 4,400 mdp. Se tendrá una disminución en gastos de operación vehicular en un estimado de 1,800 mdp, disminuirán las emisiones contaminantes, la construcción del Tren generará 17,500 empleos directos y 35,000 empleos indirectos, se evitarán hasta 400 accidentes viales al año en la autopista México – Toluca, se estima que dejaran de circular 13 mil vehículos diarios por la autopista, en beneficio de 3.5 millones de habitantes, el Tren tendrá conexión con la línea 1 y con las futuras líneas 9 y 12 del metro, dará servicio directo a centros de trabajo y de recreación.

Los resultados de la evaluación económica indican que el proyecto “Construcción y Operación del Tren Interurbano Toluca - Valle de México” es socialmente rentable, pues genera beneficios superiores a los costos de inversión, mantenimiento y operación necesarios a lo largo de la vida útil del mismo.

Se dejará de manifiesto la necesidad de una actualización de la normativa de proyecto geométrico para este tipo de proyectos, ya que en México el servicio de trenes de pasajeros no es muy utilizado.

Objetivo general

Exponer la metodología y normativa utilizada en el desarrollo del proyecto geométrico del Tren Interurbano de Pasajeros Toluca – Valle de México.

Objetivos particulares

- Describir los criterios utilizados en el proyecto geométrico
- Localizar posibles mejoras en el trazado del proyecto geométrico
- Comparar las diferentes alternativas de trazado del proyecto geométrico
- Calificar la alternativa de trazado definitiva para la construcción del Tren Interurbano de Pasajeros Toluca – Valle de México

Metodología

Dada la naturaleza del trabajo de Tesina el tipo de investigación será no experimental, ya que solo se expondrán las alternativas del proyecto geométrico del Tren Interurbano de Pasajeros Toluca – Valle de México.

El alcance de la investigación será una combinación de descriptivo y evaluativo, debido a que con la exposición de las alternativas de trazado, se detectarán posibles mejoras al mismo.

El desarrollo de este trabajo se basa en el enfoque del método Sistémico-Estructural, como sabemos este método trata de representar la realidad de algún fenómeno, se definirán los pasos a seguir de una forma estructurada de manera congruente de tal forma que la solución del trazado definitivo del Tren Interurbano de Pasajeros Toluca – Valle de México quede expuesto de una manera explícita.

Todas las alternativas analizadas siempre llevarán debajo el sustento técnico basados en las matemáticas, física y diversas teorías mecánicas y cinemáticas.

Los pasos metodológicos para la investigación a realizar serán los siguientes:

- Recolección de información referente a normativas
- Recolección de información referente a metodologías sobre proyectos de trenes de pasajeros
- Recolección de normativa mexicana para proyectos de trenes de pasajeros
- Comparación de las alternativas de trazado
- Verificación del cumplimiento de normativa en las alternativas propuestas
- Realización de cuadros resumen comparativos entre alternativas
- Descripción de la alternativa definitiva de trazado

El desarrollo del trabajo se basará en el método Sistémico-Estructural, como se mencionó con anterioridad, en el cual se expondrá la solución de trazado definitivo del Tren Interurbano de Pasajero Toluca – Valle de México, a través de un listado de pasos a seguir.

Los pasos a seguir pueden resumirse de la siguiente forma:

- Planteamiento general de las posibles limitantes del proyecto, ya sean físicas como edificaciones o naturales como accidentes topográficos, ríos, etc. también se incluirán las limitantes ambientales, geotécnicas, económicas, sociales, etc.
- La mecanización de los parámetros de diseño en planta
- La mecanización de los parámetros aplicables en perfil
- Y por último la mecanización de las posibles secciones transversales y los parámetros necesarios en el cálculo de las mismas

Esto será un proceso iterativo ya que al finalizar la mecanización se localizarán las posibles mejoras al trazado, por lo tanto, será necesario regresar al diseño y tener que modificar los parámetros hasta que se obtenga la solución óptima.

Introducción

El presente trabajo tiene por objeto exponer la metodología y normativa utilizada en el proyecto geométrico del Tren Interurbano de pasajeros Toluca – Valle de México, se describirán los criterios utilizados en el desarrollo del proyecto.

Dada la naturaleza del trabajo el tipo de investigación será no experimental y el alcance de la investigación será una combinación descriptiva y evaluativa, ya que se detectarán posibles mejoras al diseño geométrico del tren.

El enfoque del método a utilizar será el Sistémico-Estructural, como sabemos este método trata de representar la realidad de algún fenómeno.

Los pasos metodológicos para la investigación a realizar serán los siguientes:

- Recolección de información referente a normativas
- Recolección de información referente a metodologías sobre proyectos de trenes de pasajeros
- Recolección de normativa mexicana para proyectos de trenes de pasajeros
- Comparación de las alternativas de trazado
- Verificación del cumplimiento de normativa en las alternativas propuestas
- Realización de cuadros resumen comparativos entre alternativas
- Descripción de la alternativa definitiva de trazado

Los capítulos que se presentarán son los siguientes:

En el capítulo Análisis de la información se menciona la normativa utilizada en el proyecto geométrico y las restricciones topográficas, ambientales y de derecho de vía, se presentan las recomendaciones del estudio geotécnico, los resultados de los estudios hidrológicos e hidráulicos, del modelo operativo y finalmente se exponen las consideraciones del resto de disciplinas implicadas en el proyecto del Tren y que deben tomarse en cuenta de forma conjunta para el desarrollo del proyecto geométrico.

En el capítulo Diseño Geométrico en Planta se detallan los parámetros funcionales y geométricos que deben considerarse en el diseño geométrico, así como las restricciones y criterios a utilizar para la definición definitiva del eje en planta.

En el capítulo Diseño Geométrico en Perfil se detallan los parámetros funcionales y geométricos que deben considerarse en el diseño geométrico, también se presenta una comparativa para una alternativa utilizando una pendiente longitudinal de 2.5% y de 5.25%.

En el capítulo Diseño Geométrico Transversal se detallan las consideraciones para el cálculo de gálibos horizontales y verticales en trenes y se describen las consideraciones como anchos y entrevía para la definición geométrica transversal dependiendo de la solución adoptada, es decir, túnel, viaducto o terracerías, se presenta el análisis de marcha del tren considerando todos los condicionantes, exponiendo los resultados.

En el capítulo Localización de Posibles Mejoras se analiza el proyecto geométrico y emiten las recomendaciones y mejoras en el diseño.

1. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

En este capítulo se presentan brevemente todas las condicionantes que tiene el proyecto, en base a las conclusiones y recomendaciones hechas en los estudios de campo ejecutados, así como las posibles interferencias con otras disciplinas que participan en la ejecución del proyecto.

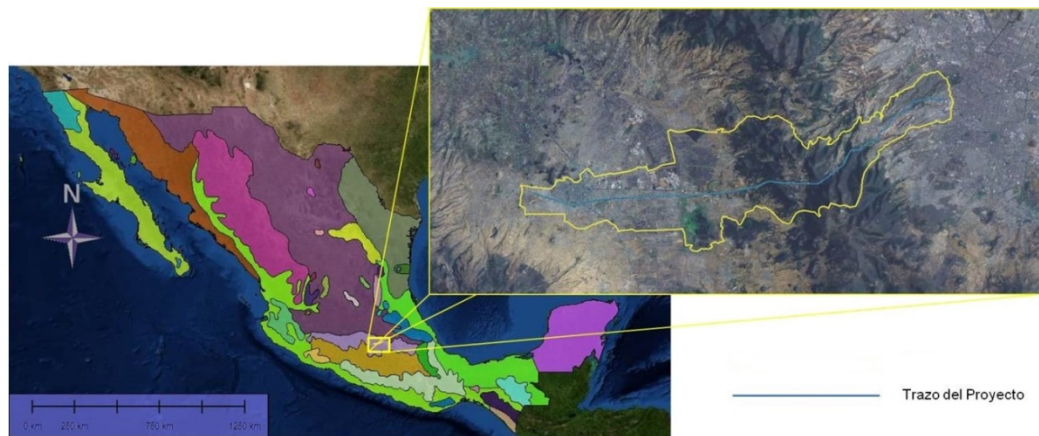


FIGURA 1 Ubicación del proyecto a nivel nacional

1.1. NORMATIVA EMPLEADA

La normativa empleada en el proyecto geométrico del tren interurbano de pasajeros Toluca – Valle de México fue la correspondiente a la Unión Europea.

1.2. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

El eje de la vía tiene 57,740.693 m de longitud, puede dividirse en cuatro sectores atendiendo a los terrenos que atraviesa y a las obras que contempla.

Destacar así mismo la presencia de una falla de entidad regional, deducida en base a la fotointerpretación, que cruza el eje de la vía en el km 38+850.

Se han definido un total de 35 unidades geológicas, que se han agrupado en 15 unidades geotécnicas de cara a determinar los parámetros geotécnicos fundamentales de los terrenos que permitan llevar a cabo el diseño de las obras contempladas en el proyecto. Se han definido 12 unidades con características de suelo y 3 unidades de roca.

El falso túnel de 4,595.679 m de longitud (Del km 36+188.522 al km 40+784.201) se ejecutará mediante pantallas de pilotes y la excavación de las tierras se realizarán mediante el sistema de “cut and cover”.

Desde el punto de vista geotécnico, el cálculo de las estructuras con cimentación profunda ha consistido en la determinación de la longitud mínima necesaria de las pilas para evitar problemas de hundimiento, arranque, rotura horizontal del terreno y de rotura estructural, partiendo de la geometría en planta y de las cargas previstas en cada apoyo. Conocida la longitud de las pilas, se ha comprobado que los asentamientos estimados no superan el valor máximo admisible.

Se han comprobado los siguientes estados límite:

- Estados Límite de Resistencia
- Estados Límite correspondientes a Eventos Extremos
- Estados Límite de Servicio

La geometría prevista para las cimentaciones de los apoyos de los viaductos es la siguiente:

- Profundidad de desplante: 3.0 m
- Dimensiones de la zapata:

- 7.5m × 7.0m × 2.3m (altura de columna ≤ 12.0 m – grupos de 4 pilas)
- 10.1m × 7.0m × 2.3m (altura de columna > 12.0 m – grupos de 6 pilas)
- Diámetro de la pila: 1.5 m
- Separación entre ejes de pilas: 3Φ

Los valores de densidad seca in situ se han calculado, por correlación, a partir de los análisis de laboratorio realizados. En cuanto a la densidad seca en obra, ésta corresponde a los valores obtenidos de los ensayos de compactación Próctor realizados, teniendo en cuenta el porcentaje respecto a la densidad máxima recomendada en la norma (SCT, 2002, págs. 1-3).

1.2.1. Cortes

Los cortes se han diseñado con taludes 1/3:1 para las unidades de roca y 3/4:1 para las unidades de suelos. Se han previsto bermas cada 8 m de altura y de 3 m de ancho. Para los cortes de más de 5 m de altura se construirá un sobre ancho de 2.5 m en el pie del talud junto a la cuneta, además, se ejecutará cuneta hidráulica en la coronación de los cortes. En la siguiente tabla se especifica la geometría de cada uno de los cortes.

COR TES	Km ini	Km fin	long (m)	Hmax (m)	Unidades geológicas	Unida d geotéc nica	Geometría Talud						
							tal ud 1 (0- 8 m)	tal ud 2 (8- 16 m)	tal ud 3 (16 -24 m)	desmoche		sobrea ncho de 2.5 m en pie de talud inferio r	
										met ros	tal ud		
1	23+ 030	23+ 080	50	2.5	Qre-a	UG-3- a	2:1						NO
2	26+ 230	26+ 340	110	2.4	Rv/Qre	R/UG- 3a	2:1						NO
3.1	31+ 31+	31+ 31+	280	4.6	Qea/Qvt-alt	UG-	3/4	-	-	1	2:1		SI

COR TES	Km ini	Km fin	long (m)	Hmax (m)	Unidades geológicas	Unidad geotéc nica	Geometría Talud					
							tal ud 1 (0- 8 m)	tal ud 2 (8- 16 m)	tal ud 3 (16 -24 m)	desmoche		sobrea ncho de 2.5 m en pie de talud inferio r
										met ros	tal ud	
	400	680				3a/UG-8	:1					
3.2	31+ 680	31+ 830	150	16.4	Qvb	UG-6	1/3 :1	1/3 :1		1	2:1	SI
4.1	32+ 600	33+ 040	440	19.65	Qre/Qea/Qc a/Qvb- alt/Qvb	UG- 3a/UG - 6/UG- 8	1/3 :1	1/3 :1	3/4 :1	1	2:1	SI
4.2	33+ 040	33+ 660	620	12.88	Qea/Qvb- alt/Qvb/Qvt -alt	UG- 3a/UG - 6/UG- 8	3/4 :1	1/3 :1		1	2:1	SI
5	33+ 840	34+ 070	230	10.2	Qea/Qvt-alt	UG- 3a/UG - 8	3/4 :1	3/4 :1		1	2:1	SI
6	35+ 780	36+ 000	220	8.04	Qea/Tsc-alt	UG- 3a/UG - 8	3/4 :1			1	2:1	SI
7	36+ 120	36+ 189	68.5	15.8	Qea/Tsc-alt	UG- 3a/UG - 8	3/4 :1	3/4 :1	-	1	2:1	SI
8	40+ 784	40+ 850	66	18.2	TL-t	UG-8	3/4 :1	3/4 :1	3/4 :1	1	2:1	SI
9	51+ 660	51+ 880	220	9.15	TL-are-alt	UG-8	3/4 :1			1	2:1	SI
10	55+ 150	55+ 520	370	9.5	TL-are-alt	UG-8	3/4 :1			1	2:1	SI

TABLA 1 Resumen de geometría por corte

Partiendo de los ensayos disponibles, se ha determinado el posible uso en terraplenes de los materiales a excavar en la infraestructura proyectada (cortes, túneles, tramos entre pantallas, etc.), aplicando la norma (SCT, 2002, págs. 1-3), relativa a las características que deben reunir los materiales a emplear en terraplenes. La cubierta superior formada por suelos residuales y eluvio-aluviales, que por lo general alcanzan un reducido espesor, no podrán ser utilizados en la formación de terraplenes.

La excavabilidad de los terrenos se ha determinado en base a las velocidades de las ondas sísmicas según los estudios geofísicos. Según los estudios todas las unidades tipo suelo atravesadas podrán ser excavadas por medios mecánicos, mientras que las rocas andesíticas y basálticas requerirán el uso de explosivos.

En la tabla siguiente se indican las unidades geotécnicas a excavar, su grado de excavabilidad y el aprovechamiento en terraplenes.

CORTES	Km ini	Km fin	Unidades geológicas	Unidad geotécnica	Excavabilidad	Aprovechamiento
1	23+030	23+080	Qre-a	UG-3-a	Medios mecánicos	Tiro
2	26+230	26+340	Rv/Qre	R/UG-3a	Medios mecánicos	Tiro
3.1	31+400	31+680	Qea/Qvt-alt	UG-3a/UG-8	Medios mecánicos	Terraplén
3.2	31+680	31+830	Qvb	UG-6	Voladura	Terraplén
4.1	32+600	33+040	Qre/Qea/Qca/Qvb-alt/Qvb	UG-3a/UG-6/UG-8	70% Voladura-30% M. Mecánicos	Terraplén
4.2	33+040	33+660	Qea/Qvb-alt/Qvb/Qvt-alt	UG-3a/UG-6/UG-8	Medios mecánicos	90% Terraplén-10% Tiro
5	33+840	34+070	Qea/Qvt-alt	UG-3a/UG-8	Medios mecánicos	90% Terraplén-10% Tiro
6	35+780	36+000	Qea/Tsc-alt	UG-3a/UG-8	Medios mecánicos	95% Terraplén-5% Tiro
7	36+120	36+189	Qea/Tsc-alt	UG-3a/UG-8	Medios mecánicos	Terraplén
8	40+784	40+850	TL-t	UG-8	Medios mecánicos	95% Terraplén-5% Tiro
9	51+660	51+880	TL-are-alt	UG-8	Medios mecánicos	Terraplén
10	55+150	55+520	TL-are-alt	UG-8	Medios mecánicos	Terraplén

TABLA 2 Resumen de excavabilidad y aprovechamiento por corte

Finalmente, se ha previsto realizar un tratamiento en la cama de los cortes en los que el material que aparece presenta mala calidad geotécnica, de acuerdo con lo establecido en la normativa SCT para material subyacente, concretamente se empleará la norma (SCT, 2002,

págs. 1-3). Por lo general, esto ocurrirá cuando aparezcan suelos de alteración blandos y plásticos, así como rellenos antrópicos. De este modo, se ha previsto el tratamiento del primer metro situado bajo la rasante de la vía en los cortes expuestos en la siguiente tabla:

CORTES	Km ini	Km fin	U. Geotéc.	Prof (m)	Tipo de terreno de sustitución
1	23+030	23+080	UG-3-a	1	Material tipo subyacente, según (SCT, 2002, págs. 1-5)
2	26+230	26+340	R	1	
3.1	31+400	31+680	UG-3-a	1	
4.2	33+040	33+660	UG-8	1	
5	33+840	34+070	UG-8	1	
6	35+780	36+000	UG-3a y UG-8	1	
7	36+120	36+189	UG-3a y UG-8	1	
8	40+784	40+850	UG-3a y UG-8	1	

TABLA 3 Resumen de los mejoramientos previstos en la cama de los cortes

1.2.2. Terraplenes

En la siguiente tabla resumen, se muestran los terraplenes proyectados en el diseño geométrico, las unidades geotécnicas en las que se apoyan y los tratamientos recomendados en cada uno de ellos.

Obra	km ini	km fin	Longitud (m)	UG. de apoyo	Observaciones	Tratamientos
Terracería-1 ($h_{\max}=7.8\text{m}$)	22+751	23+030	279.3	UG-3a sobre UG-5	Suelos de alteración de 2-6 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-2 ($h_{\max}=10.25\text{m}$)	23+080	23+336	256	UG-3a y R sobre UG-5	Suelos de alteración de 2-4 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-3 ($h_{\max}=11.5\text{m}$)	24+959	26+230	1271.24	UG-3a y R sobre UG-5	Suelos de alteración de 2-6 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m

Obra	km ini	km fin	Longitud (m)	UG. de apoyo	Observaciones	Tratamientos
Terracería-4 (h _{max} =9.8m)	26+340	26+987	646.9	R sobre UG-3a y sobre UG-5	Suelos de alteración de 1-3m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-5 (h _{max} =8.9m)	30+876	31+000	124.0	UG-6	Sustrato volcánico duro	No
	31+000	31+400	400.0	UG-3a sobre UG-8	Suelo de alteración de 1 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-6 (h _{max} =9.8m)	31+830	32+084	254.2	UG-3a sobre UG-6	Suelos de alteración de 2-4 m de espesor sobre sustrato volcánico	Sustitución: 1m
Terracería-7 (h _{max} =10.88m)	32+449	32+600	150.8	UG-3a sobre UG-6	Suelos de alteración de 2-3 m de espesor sobre sustrato volcánico	Sustitución: 1m
Terracería-8 (h _{max} =5.4m)	33+660	33+840	180.0	UG-3a sobre UG-8	Suelos de alteración de 1 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-9 (h _{max} =10.5m)	34+070	34+211	140.6	UG-3a y R sobre UG-8	Suelos de alteración de 1 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-10 (h _{max} =10.5m)	35+666	35+780	113.9	UG-3a sobre UG-8	Suelos de alteración de 2-3 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-11 (h _{max} =5.39m)	36+000	36+019	18.87	UG-3a sobre UG-8	Suelos de alteración de 3 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-12 (h _{max} =3.5m)	36+096	36+120	24.2	UG-3a sobre UG-8	Suelos de alteración de 2 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-13 (h _{max} =9.36m)	40+850	41+000	150.0	UG-3a sobre UG-8	Suelos de alteración de 2 m de espesor sobre sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-14 (h _{max} =9.63m)	47+440	47+520	79.5	UG-4a	Sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m

Obra	km ini	km fin	Longitud (m)	UG. de apoyo	Observaciones	Tratamientos
Terracería-15 ($h_{\max}=7.6\text{m}$)	51+555	51+660	104.7	UG-8	Sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m
Terracería-16 ($h_{\max}=14.0\text{m}$)	55+520	55+748	227.8	UG-8	Sustrato volcánico alterado	Sustitución: 1m

TABLA 4 Tabla resumen de terraplenes

Por lo general, la mayor parte de los terraplenes se apoyan sobre suelos de alteración y/o rellenos antrópicos, cuyas pobres características geotécnicas recomiendan su retirada y sustitución por materiales de mejor calidad.

Como criterio de diseño general se ha adoptado el talud máximo 2:1, de forma que no presenten problemas de estabilidad interna, sean cuales sean las características de los materiales que los componen (siempre que hayan sido considerados aprovechables). Este talud permite, así mismo, una adecuada revegetación natural evitando su degradación y garantizando a la larga la integridad y estabilidad del terraplén.

1.3. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

El estudio inicia con la búsqueda y recopilación de información, se utiliza la clasificación de las regiones y cuencas que ofrece la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2012), esta información permite tener las microcuencas, cuerpos de agua y corrientes existentes en la zona de estudio. Posteriormente se obtienen los valores de lluvia del Servicio Meteorológico Nacional de cada estación de la zona de influencia, se calculan las curvas IDT por la metodología que se propone en el artículo (Silva Hidalgo, Aldama, Martín Domínguez, & Alarcón Herrera, 2013, págs. 27-50) como corrección para la zona de México a partir de los

métodos internacionales. Con esta información se toman los valores para un periodo de retorno definido y la duración que se necesita obteniéndose varios mapas de isoyetas, cabe recordar que son una representación gráfica de la altura probable de precipitación que se pueda presentar, siendo en algunos casos de mayor influencia la intensidad con la que se presenta y duraciones cortas, esto se trabaja en conjunto con las condiciones físicas de la zona.

Elaborados los planos de isoyetas y conocidas las cuencas, así como el grado de urbanización de la misma se utiliza cualquier método de relación lluvia-escorrimento, para obtener los caudales probables de escurrimiento en cada cuenca de influencia.

Una vez hecho el procedimiento anterior se puede observar que en el esquema de drenaje entre el km 30+700 y el km 32+100 se deben incorporar los caudales procedentes de la cuenca del km 31+800.

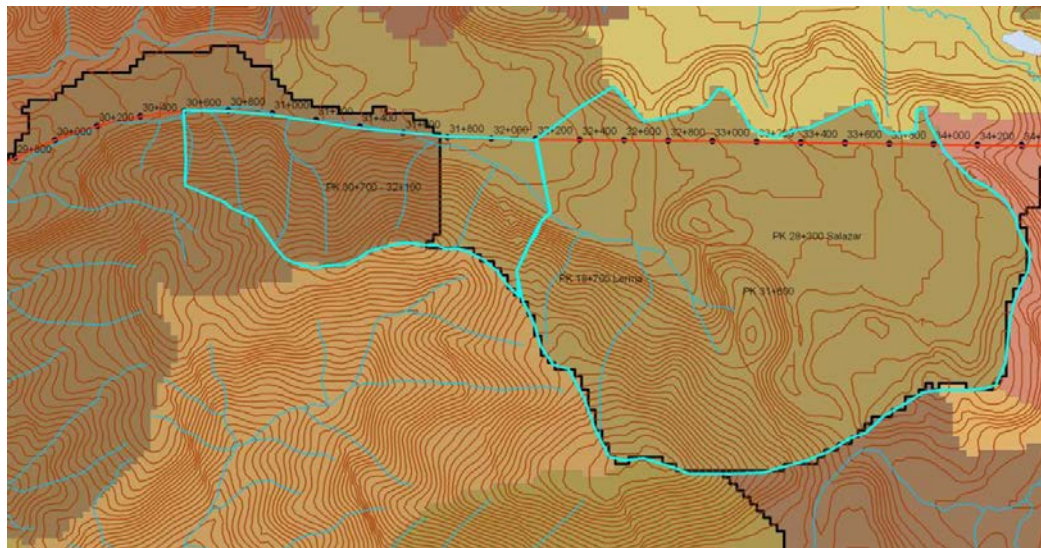


FIGURA 2 Ubicación de cuencas entre el km 30+700 y el km 32+100

El drenaje puede realizarse mediante un canal de 3.50 m de anchura en la base y taludes 3:1 protegidos mediante escollera. Considerando un

número de rugosidad $n=0.045$ y la pendiente del terreno $i=7.0\%$ los niveles alcanzados para los distintos periodos de retorno son los siguientes:

T (años)	Q (m ³ /s)	Calado (m)
5	31.6	1.04
10	46.2	1.26
25	65.8	1.49
50	80.0	1.63
100	97.0	1.78
500	130.0	2.04
1000	149.0	2.17

TABLA 5 Niveles en el esquema de drenaje del km 30+700 al km 32+100

1.3.1. Comprobación Río Lerma (18+760)

Para comprobar que el río Lerma no va afectar en situación de avenida al tablero del viaducto se elaboró un modelo hidráulico HEC-RAS a partir del modelo digital de elevaciones 15 x 15 m del INEGI.

Los caudales simulados son los obtenidos en el estudio hidrológico y la condición de contorno aguas abajo es la formación del calado normal para una pendiente hidráulica de 2.17×10^{-4} m/m coincidente con la pendiente general del terreno. Los números de rugosidad del cauce y márgenes son $n=0.035$ y $n=0.050$ respectivamente.

La sección representativa de los niveles en el cruce del viaducto con el río Lerma es la sección 6,440.599; el nivel alcanzado para $T=1,000$ años es 2,574.84 m, mientras que la rasante del viaducto se encuentra a cota 2,578.89 m.

1.3.2. Comprobación de otros cruces

A partir del mismo procedimiento se comprobaron los siguientes cruces obteniendo los siguientes resultados:

- Río Verdiguel (km 1+100) elevación alcanzada de 2,710.54 m mientras que el eje de la vía discurre a la elevación 2,715.96 m
- Arroyo cano (km 1+800) elevación alcanzada de 2,708.70 m mientras que el eje de la vía discurre a la elevación 2,711.09 m
- Río Salazar (km 28+300) elevación alcanzada de 2,759.37 m mientras que el eje de la vía discurre a la elevación 2,795.02 m
- Río Salazar (km 34+700) elevación alcanzada de 3,016.36 m mientras que el eje de la vía discurre a la elevación 3,086.30 m

1.4. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA PARA LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

En cuanto al estudio topográfico no se encontraron mayores limitantes ya que la utilización de los avances tecnológicos en cuanto a equipo topográfico, así como, el cumplimiento de la (INEGI, 1985, págs. 1-48) y el uso correcto de los equipos tanto de campo como de gabinete redundaron en:

- Resultados homogéneos
- Información de alta calidad para ser utilizada y manipulada por las diferentes disciplinas que intervienen en el desarrollo del proyecto
- Actualización de la cartografía urbana

Con el trabajo de gabinete se obtuvieron los planos para el proceso del proyecto geométrico, en el cual se determinó una complicada orografía obligando a utilizar pendientes máximas del 5.25%.

1.5. MATERIAL RODANTE Y MODELO OPERATIVO

Las exigencias requeridas al material rodante son:

Velocidad comercial. La velocidad comercial objetivo es de 90 km/h, según las simulaciones de marchas de las alternativas de diseño geométrico en las que la velocidad máxima es de 160 km/h.

Capacidad. Material rodante con una capacidad de unas 1,400 plazas con un reparto de 45% de personas sentadas y 55% de personas de pie, con una relación de 4 pasajeros/m².

Tecnología motriz. La solución técnica adoptada para la tecnología motriz del material rodante de la línea será la tracción convencional (ejes motrices). La tracción convencional basada en la adherencia rueda – carril, es perfectamente aplicable en este caso y en el diseño del material rodante se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Pendientes máximas
- Longitud de tramos con pendientes máximas y distancias entre tramos
- Porcentaje de tramos con pendientes máximas en el total de la línea
- Situación de las estaciones en relación a las rampas máximas
- Exigencias de explotación en situaciones degradadas

El sistema de frenado. Tendrá que ser dimensionado para las características de la línea. En cualquier caso, se dispondrán de varios sistemas de frenado e independientes de la fuente de alimentación del tren de modo que sean funcionales en situación de emergencia.

El intervalo de explotación previsto es de 3 a 5 minutos.

La tecnología de tracción a usar será la convencional, por su menor coste, facilidad de mantenimiento, amplitud de su conocimiento y probado funcionamiento.

Los talleres para la reparación del material rodante deberán contar como mínimo con las siguientes áreas:

- Zona de mantenimiento de material rodante: comprende las instalaciones propias de talleres y depósito, unas zonas de almacenes y un edificio para el personal de mantenimiento. Estas instalaciones se ubican alrededor del haz de vías necesaria para la manipulación prevista en el material rodante.
- Zona de mantenimiento mayor, para los trenes que hayan llegado a los kilómetros recorridos recomendados por el fabricante de los trenes para mantenimiento mayor.
- Zona de estacionamiento para uso del personal destinado al taller de mantenimiento.

El área de mantenimiento de material rodante se ha organizado a su vez en tres zonas diferenciadas:

- Zona de talleres
- Zona de depósito y vía de pruebas
- Resto de zonas

El taller tendrá un total de 6 vías incluida la del torno rodero. La longitud de las vías será de al menos la longitud del tren, que en este caso se estima en 200 m.

En la zona de depósito se podrán estacionar los trenes en los periodos valle o de no circulación. Incluye una vía de pruebas para el material rodante que ha pasado alguna intervención, de una cierta longitud que permita probar a cierta velocidad controlada por un sistema de control

automático de trenes, los sistemas de señalización, electrificación, frenado, etc., y una vía de lavado para realizar el lavado de las unidades.

La zona de depósito deberá permitir el estacionamiento de la flota de material rodante. A continuación se muestra una tabla resumen con los trenes necesarios según las distintas fases explotación.

Año	Flota necesaria
Fase 1: 2018 - 2027	14
Fase 2: 2028 - 2037	17
Fase 3: 2038 - 2047	20
Fase 4: 2048 - Futuro	23

TABLA 6 Flota necesaria

Para el resto de zonas se contemplan las siguientes instalaciones adicionales:

- Taller para mantenimiento de equipo eléctrico
- Taller para mantenimiento de vías y equipo de vías
- Taller para mantenimiento de equipos mecánicos y electromecánicos
- Puesto de control de la circulación de los trenes
- Zona de almacenes (Abarca un almacén destinado al material de repuestos)
- Zona de personal e instalaciones auxiliares (Como son oficinas, vestuarios, etc. También comprende instalaciones complementarias a las de talleres)

Los resultados de la demanda determinan el plan operativo, pues éste deberá satisfacer la demanda además de ofrecer un buen servicio que potencie el uso del transporte ferroviario. La evolución de la demanda en el tiempo determinará los nuevos horarios y por tanto las necesidades de material rodante, personal así como de energía consumida.

El resultado del estudio de demanda es para el año 2012. Es importante aclarar que la puesta en servicio se estima en 2018 y se ha previsto un crecimiento de la demanda anual de 1.8%.

Se plantean cuatro fases de explotación que se corresponden con cambios en los horarios de los servicios necesarios para adecuar la oferta a la demanda.

Entre la estación de Observatorio y Lerma se tiene un volumen de demanda bastante más elevado que el existente en el tramo de Lerma – Zinacantepec, por ello y con el fin de racionalizar los servicios se plantean dos tipos de servicios:

- Servicios completos entre terminales Zinacantepec – Observatorio (S1)
- Servicios parciales Lerma – Observatorio (S2)

A continuación se muestra un esquema que ayudará a comprender la tipología de servicios propuesta:

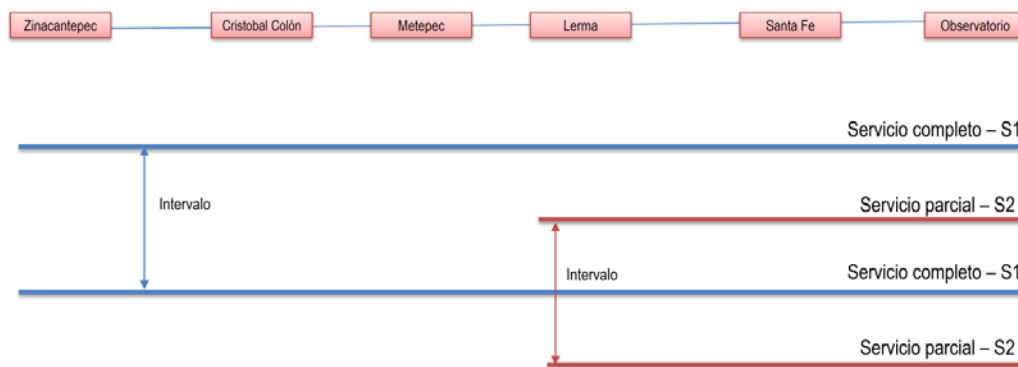


FIGURA 3 Tipología de servicios propuestos

El intervalo del servicio S1 y del servicio S2 es el mismo, pero al intercalar el servicio S2 entre el servicio S1 se consigue que en el tramo

más cargado la demanda quede satisfecha con la suma de los dos servicios.

Las fases de explotación que se han analizado son las siguientes:

- Fase 1: Año 2018-2027
- Fase 2: Año 2028-2037
- Fase 3: Año 2038 – 2047
- Fase 4: Año 2048 - Futuro

	2012	2018 – Puesta en servicio	2028 – Año 10	2038 – Año 20	2048 – Año 30
Hora de máxima demanda (7:00-8:00)	12.758	14.199	16.972	20.287	23.821
Periodo Pico Matutino (3 h)	34.610	38.519	46.042	55.035	65.783
Periodo Valle (10 h)	87.484	97.368	116.384	139.114	166.283
Periodo pico vespertino (3 h)	28.184	31.367	37.493	44.816	53.569

TABLA 7 Resumen con datos de demanda por horario y año

El servicio de pasajeros propuesto ha sido adaptado a las variaciones de la demanda según los distintos tipos de día. Se identifican los siguientes tipos de día de explotación con los siguientes horarios comerciales:

- Día laborable: Lunes – Viernes de 05:00 a 00:00
- Sábado de 06:00 a 00:00
- Domingo y Festivos de 06:00 a 00:00

La flota necesaria está basada en el análisis operacional de la hora punta. A continuación se muestra una figura que explica la metodología seguida:

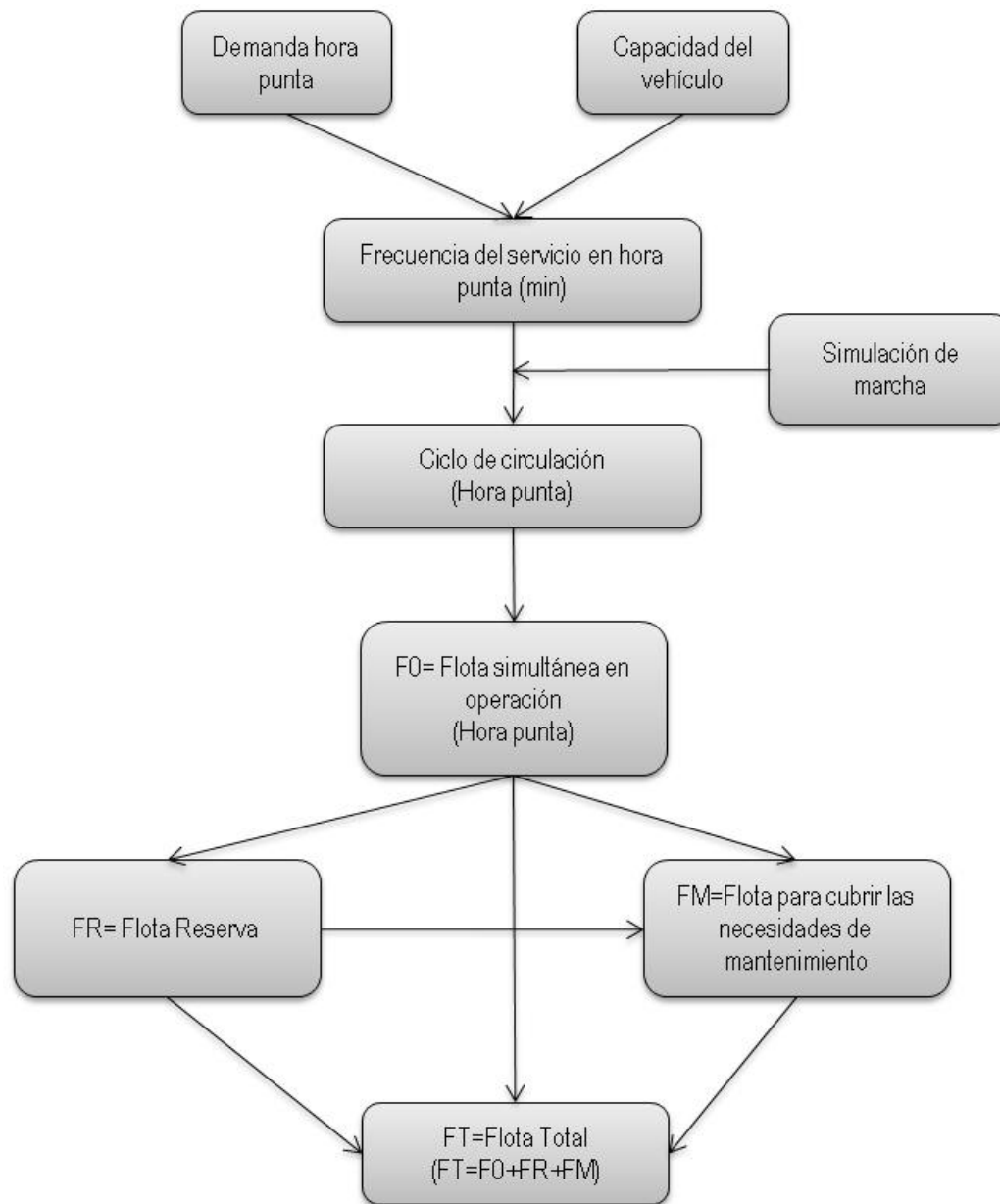


FIGURA 4 Metodología para determinar la flota total

La tabla siguiente muestra el número de trenes necesarios:

	Fase 1: 2018 - 2027	Fase 2: 2028 -2037	Fase 3 : 2038 - 2047	Fase 4 : 2048 - Futuro
(F0) Material rodante en movimiento	12.0	14.0	17.0	20.0
(FR + FM) Material rodante en reserva operativa y mantenimiento (15% adicional)	3.0	3.0	3.0	3.0

	Fase 1: 2018 - 2027	Fase 2: 2028 -2037	Fase 3 : 2038 - 2047	Fase 4 : 2048 - Futuro
Flota total (FT)	15.0	17.0	20.0	23.0

TABLA 8 Número de trenes necesarios con capacidad de 1,400 plazas

El funcionamiento en situación degradada, es aquel en el que falla uno o más de los elementos que forman parte de la operación ferroviaria, sin que el servicio quede paralizado del todo, de manera que pueda haber un funcionamiento total o parcial con restricciones.

Las situaciones que se pueden producir son muy diversas, tanto en la causa como en el alcance, y en el comportamiento a seguir. En cualquier caso, se usarán unas normas de carácter genérico:

- Sea cual sea la situación que se presente, prevalecerá la consideración de seguridad y será gestionada por el puesto de control central
- En caso de riesgo, disponer la interrupción total o parcial de la operación del servicio, y cuando la interrupción se prolongue por veinticuatro horas o más, se dará aviso inmediato de ello a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Se proporcionará servicio alternativo de autobuses si la interrupción parcial o total tiene una duración estimada de más de 2 horas
- Restablecer el servicio a la brevedad posible
- Se brindará una atención especial a los usuarios, informando de la situación e indicando, si procede, la conducta a seguir
- A través de la formación continua de los agentes, se garantizará que sepan en todo momento cómo actuar en cada caso, manteniendo siempre el control de la situación, con el soporte de los medios personales puestos a disposición de la operación

- Las incidencias se analizarán y se documentarán, tanto para detallar las causas, como para aprovechar la experiencia acumulada

Una de las situaciones en funcionamiento degradado que se pueden producir, es la imposibilidad de prestar servicio en uno de los tramos de la vía, mientras que la situación es normal en el resto de la red. En este caso, la existencia de aparatos de vía permitirá establecer servicios provisionales cuando sea posible y aconsejable.

A continuación se muestra el esquema propuesto, en el que se puede ver la disposición de los aparatos y las Subestaciones eléctricas de tracción (SET).

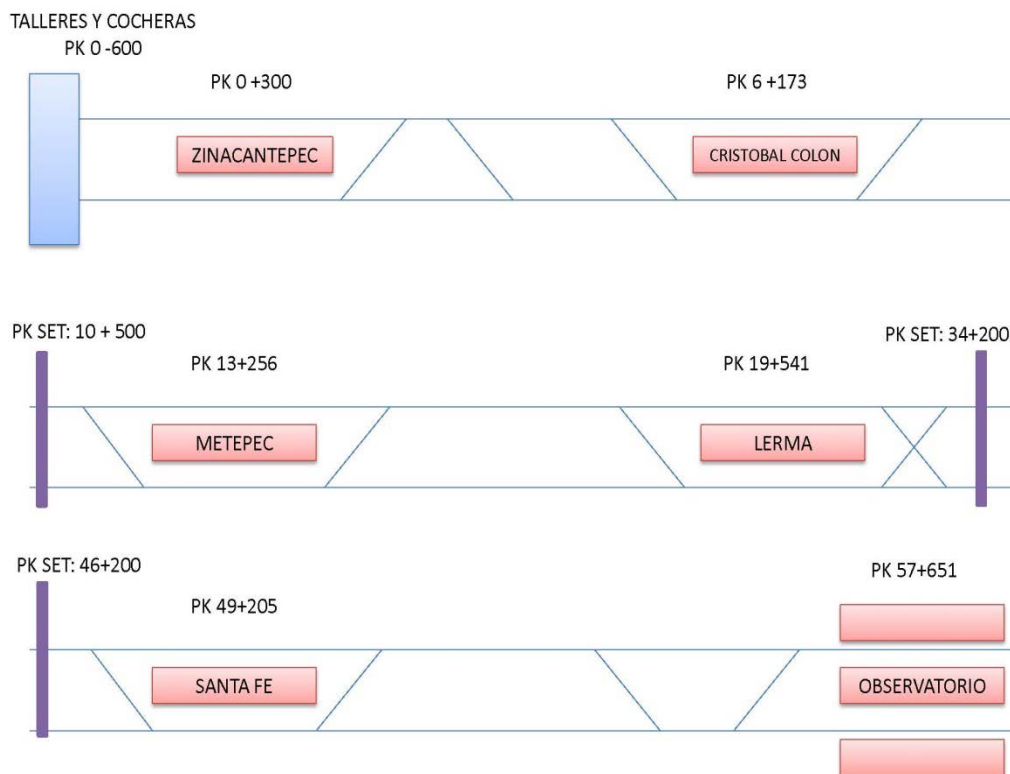


FIGURA 5 Esquema propuesto con aparatos de vía

Para el cálculo del número de vías en estaciones se ha supuesto un tiempo de parada de 65 segundos para estaciones intermedias y de 140 segundos para terminales. El número de vías para cada estación se calcula para las distintas fases de explotación y para la hora punta matutina que es la más exigente, para así determinar los espacios a reservar en cada una de las estaciones.

Se ha comprobado el número de vías necesarias según la fórmula de SKALOV:

$$m = 1.2 * (\sum c_i X n_i X t_i + 1)$$

Siendo:

m = Número de vías

c_i = Coeficiente de regularidad. Se estima que el coeficiente de regularidad es de 95% para estos servicios, que se corresponde con el nivel de regularidad de servicio que se exige

n_i = Número de servicios en una hora

t_i = Tiempo de espera en la estación

Tipo de Estación	Número de vías necesarias por estación			
	Fase 1: 2018-2027	Fase 2: 2028-2037	Fase 3: 2038-2047	Fase 4: 2048-Futuro
Estación terminal	1,64	1,73	1,87	1,96
Estación intermedia	1,41	1,45	1,51	1,55

TABLA 9 Número de vías necesarias por estación

1.6. ARQUITECTURA

Las Primeras cuatro estaciones (Zinacatepec va del km 0+200 al km 0+400, elevación de vía 2,729.41, cuenta con un andén central de 10 m de

ancho, Estación de Autobuses va del km 6+073.96 al km 6+273.96, elevación de vía 2,672.00, cuenta con un andén central de 10 m de ancho, Metepec va del km 13+158.28 al km 13+358.28, elevación de vía 2,597.31, cuenta con un andén central de 10 m de ancho y Lerma va del km 19+443 al km 19+643, elevación de vía 2,582.45, cuenta con un andén central de 10 m de ancho) se componen de los siguientes elementos: Vías, Boleterías, Andenes, Elevadores, Vestíbulo pago, Vestíbulo no pago, Módulo de Operador, Área de usos múltiples, Locales técnicos a nivel de Calle, Apoyos Verticales a lo largo de los 200m de la estación, Posible Estacionamiento y Paraderos de Autobuses, taxis. Se ubican en tangentes horizontales del eje de la vía y en pendientes horizontales.

La Estación Santa Fe (Santa Fe va del km 49+090.32 al km 49+290.32, elevación de vía 2,595.50, cuenta con dos andenes laterales de 4.60 m de ancho) se componen de los siguientes elementos: Vías, Boleterías, Andenes, Elevadores, Vestíbulo pago, Vestíbulo no pago, Módulo de Operador, Área de usos múltiples, Locales técnicos a nivel de Calle o sótano, Apoyos Verticales a lo largo de los 200m de la estación, Posible Estacionamiento, Paraderos de Autobuses, taxis, Conexiones a puntos específicos del entorno, Conexiones directas a centro comercial, Posible ciclo vía de conexión a la universidad y Parque lineal. Se ubica en tangente horizontal del eje de la vía y en pendiente horizontal.

La Estación Observatorio (Observatorio va del km 57+541.61 al km 57+741.61, elevación de vía 2,301.40, cuenta con 1 andén central de 8.00 m de ancho y 2 andenes laterales de 5.00 m de ancho) se compone de los siguientes elementos: Vías, Boleterías, Andenes, Elevadores, Vestíbulo pago, Vestíbulo no pago, Módulo de Operador, Área de usos múltiples, Locales técnicos a nivel de Sótano, Apoyos Verticales a lo largo de los 200m de la estación, Posible Estacionamiento, Paraderos de Autobuses,

taxis, Conexiones a puntos específicos del entorno, Conexiones directas línea 1, Conexión directa a línea 12 (futuro), Conexión Directa a línea 9 (futuro), Conexión directa a Central de autobuses, Posible ciclo vía de conexión a la universidad y Parque lineal. Se ubica en tangente horizontal del eje de la vía y en pendiente horizontal.

En el anexo A se presenta el plano de conjunto con la ubicación de las estaciones a lo largo del eje de la vía.

1.7. DISEÑO URBANÍSTICO

El nuevo tren, busca ser un proyecto que respete el espacio público y vialidades a todo lo largo de su recorrido. Por lo cual la ubicación de sus 6 estaciones favorece la utilización de espacios remanentes, para potencializarlos como nuevos espacios públicos. Que además de albergar las estaciones generen un punto de encuentro social y comercial.

Algo importante en el proyecto es la integración de áreas verdes que sirvan a la preservación del medio ambiente mitigando el impacto ambiental que se generará al construir esta nueva línea de tren, la creación de espacios de convivencia como son las plazas de acceso, hacen que los espacios de transición del exterior al interior de la estación sean de forma gradual, generando espacios agradables y de confort para el usuario.

En la estación Zinacantepec a nivel urbano solo se re-ubicará un retorno que llevaba de norte a sur sobre la avenida y el camellón de las torres. El Cual quedaba justo en la parte central de la estación, se moverá hacia el lado oeste, dejando el área libre para el nuevo estacionamiento. No afecta en nada su funcionamiento existente.

En la estación Terminal de Autobuses a nivel urbano el camellón central y el paso deprimido del lado sur del camellón de Avenida Las Torres sufrirán cambios, debido a la implantación de la estación.

En la estación Metepec a nivel urbano se realizarán modificaciones al camellón central de la avenida las torres, en el cruce con la avenida tecnológico. Los pasos deprimidos existentes en la zona, serán respetados en su totalidad.

En la estación Lerma a nivel urbano el camellón central de esta avenida sufrirá cambios, debido a la implantación de la estación. No existirán afectaciones en las avenidas existentes.

1.8. INFORMACIÓN AMBIENTAL

De acuerdo al Diagnóstico de riesgos y vulnerabilidad elaborado por la Procuraduría Ambiental y de Ordenamiento Territorial (PAOT) (Procuraduría Ambiental y del Ordenamiento Territorial del D.F., 2010, págs. 1-26) el eje de la vía cruza una zona de riesgo geológico por presencia de minas, siendo estas el riesgo geológico más fuerte que se presenta en la Delegación Álvaro Obregón afectando cerca del 60% de su territorio.

Las zonas de Riesgo, de acuerdo a la información de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda (SEDUVI), se clasificaron de la siguiente manera: por oquedades, rellenos, taludes, deslaves y fallas de acuerdo al riesgo en alto cubre un 30%, medio 35% y bajo 20% y sin riesgo el 25% respectivamente del territorio delegacional. La alternativa del eje de la vía se encuentra en zonas de riesgo medio y bajo tanto por oquedades, relleno y deslaves en donde el riesgo lo constituyen las construcciones

realizadas en forma irregular sin estudios de mecánica de suelos o reforzamiento de taludes.

Así mismo en el documento (Procuraduría Ambiental y del Ordenamiento Territorial del D.F., 2010) se menciona que la barranca Tacubaya presenta un riesgo de derrumbe y deslave por la inestabilidad de sus formaciones geológicas naturales sin embargo este riesgo se puede intensificar por la deforestación, intemperismo, erosión y por la alteración de las condiciones de drenaje y de equilibrio originales, ante la presencia de asentamientos humanos irregulares pues los habitantes talan bosques en las zonas montañosas; en ocasiones para contar con tierras cultivables efectúan cortes y construyen terrazas para habilitar sus viviendas carentes de obras apropiadas de drenaje. Con dichas acciones los habitantes, sin darse cuenta, propician que se reblandezca el terreno natural y que se acelere el proceso de intemperización dando lugar a los problemas de inestabilidad.

La Calidad ambiental de la zona por donde va a cruzar el tren está fuertemente alterada por la actividad humana, principalmente por el crecimiento de la mancha urbana y la expansión de terrenos agrícolas tanto en la zona del DF como en el Estado de México.

La alternativa del eje de la vía del tren cruza por zonas de calidad predominantemente muy baja a baja, salvo en algunos sitios donde se identifican manchones con calidad alta dada por algunos remanentes de la vegetación original; no obstante a lo largo del eje de la vía la condición ambiental está fuertemente perturbada o bien cruza por zonas urbanas. Es importante recalcar que en la zona con calidad alta se construirá un túnel para que el proyecto no afecte las zonas con vegetación en mejor estado de conservación.

Los impactos ecológicos que generará la construcción de la vía del tren en los términos en que está siendo considerada se estima que serán menores y de baja intensidad debido a que la mayoría del eje de la vía pasa por zona urbana o perturbada y su diseño y características se han ajustado para satisfacer la demanda y necesidad de transporte, minimizando las repercusiones ambientales en las zonas que aún conservan buena condición ambiental.

1.9. ESTRUCTURAS

1.9.1. Viaductos

En sus primeros 20 km el eje de la vía discurre por un amplio boulevard, la Avenida Solidaridad-Las Torres, denominado así por seguir el eje de una línea de alta tensión y dos de media tensión, una de las cuales está en desuso. El eje de la vía se ha situado principalmente bajo esta línea en desuso. El boulevard, cuya anchura es de unos 100 m, sirve asimismo para situar las vías colectoras, carriles de retorno, etc., de la vialidad inferior. Esto condicionará la longitud de los claros y la posición de las columnas. Del mismo modo, la cercanía a la línea de alta tensión y el tráfico condicionarán los sistemas constructivos a lo largo de este tramo.

En el Km 18+800 el eje de la vía cruza el canal del río Lerma y la carretera Tenango-Lerma y continúa por una zona no urbanizada hasta llegar al Km 19+440. A partir de ahí el eje de la vía se sitúa paralelamente a la carretera Toluca México.

Esta carretera dispone de dos calzadas con tres carriles por sentido y un amplio camellón central. El eje de la vía discurre tanto por el exterior de la carretera como por el camellón de la misma. La entrada y salida del camellón se realiza pasando sobre la calzada derecha, la mayoría de las veces con fuerte esviaje.

En el tramo del km 22+750 al km 36+188 se alternará terraplén o corte y viaducto, según la altura a la que discurra el eje de la vía y los cruces sobre otras vías.

A partir del Km 36+188 y hasta el Km 40+784 el eje de la vía pasará en túnel, para evitar las grandes excavaciones que se tendrían que realizar en el Monte de las Cruces.

A la salida del túnel se entra en el corredor de la Autopista México – Marquesa, discurriendo paralelamente a ella, por su lado derecho, hasta el Km 46+800, en donde la cruza pasando hacia el lado izquierdo.

En el Km 49+000 el eje de la vía entra en un solar no urbanizado. Posteriormente vuelve a entrar en el camellón, de nuevo cruzando varias vías. La situación de estas carreteras condicionará la longitud de claros y posición de columnas y requerirá un cuidadoso estudio.

Saliendo del km 49+000, el eje de la vía entra en el camellón central de la Avenida Vasco de Quiroga por donde discurre hasta el Km 51+880, en donde el eje de la vía penetra bajo el terreno, continuando en túnel hasta aproximadamente el Km 55+150. En esta zona el eje de la vía se solapa con la nueva vialidad de cuota de Santa Fe a Periférico. Para no interferir la carretera con el tren se decide que, discurren superpuestas pero con estructuras diferentes, tanto en el tramo en el que va aérea como en el tramo enterrado.

A partir del Km 55+150 el eje de la vía sale a la barranca donde están los terrenos de la zona militar de SEDENA para discurrir en viaducto desde el Km 55+748. En esta zona el eje de la vía debe salvar como elemento singular la presa de Tacubaya que obligará a disponer un claro de más de

80 m. Finalmente el eje de la vía vuelve a entrar en el último kilómetro en zona urbana y termina en la Estación de Observatorio, coincidente con la estación de Metro del mismo nombre.

A lo largo de todo el eje de la vía se busca minimizar el impacto visual, evitando soluciones de mucha luz, que exigirían un importante canto. Asimismo, en las zonas urbanas se priorizará el cuidado del aspecto inferior del viaducto, puesto que será visto, mayoritariamente, desde abajo.

El viaducto tipo isostático se modula, en su mayor parte, con claros isostáticos de 32 y 27 m, adaptándose su distribución con el fin de evitar viales y obstáculos inferiores. En puntos singulares del eje de la vía o en las zonas cercanas a las estaciones se pueden alterar dichos valores con el fin de permitir un correcto encaje.

La tipología estructural elegida consiste en un tablero compuesto por dos artesas de concreto presforzado de 2.20 m de canto, separadas 4.30 m sobre las que se dispone una losa de concreto reforzado de espesor variable de 0.20 a 0.32 m. El ancho total resultante del viaducto es de 11.80 m, necesario para alojar dos vías separadas 4 m entre ejes, instalaciones de la vía, pasillos de evacuación y pretilas. No se dará continuidad estructural en zona de apoyos a las losas de concreto.

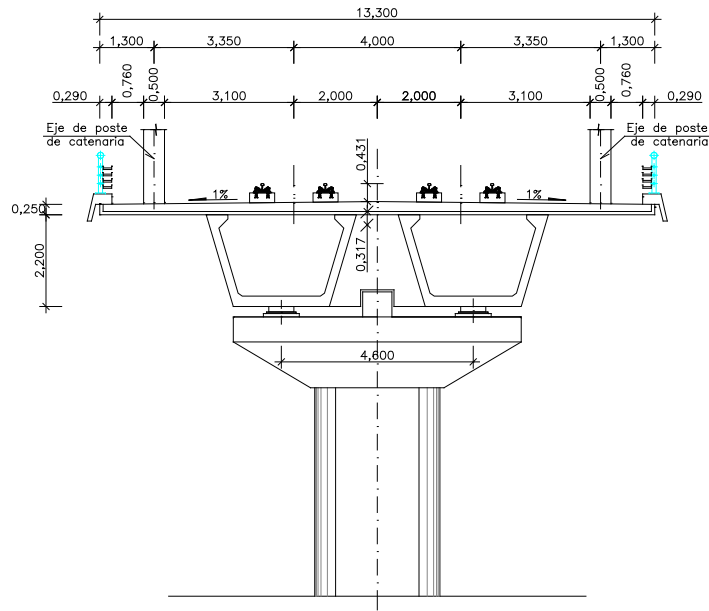


FIGURA 6 Sección tipo con dos traveses artesa prefabricadas

La subestructura estará formada por columnas de un único fuste sensiblemente rectangular de 3.00 x 1.80 m con las aristas redondeadas para mejorar su estética. Sobre las columnas se construirá un dintel o "martillo" para dar cabida a los apoyos separados unos 4.30 m en sentido transversal y 1.10 m en sentido longitudinal. La distancia transversal entre apoyos viene definida por la geometría y separación entre las traveses y la distancia longitudinal obedece a la necesidad de hacer claros isostáticos en donde apoyen tanto el tablero anterior como el posterior con el suficiente resguardo.

La disposición de las columnas a lo largo de todo el eje de la vía se lleva a cabo en base a los criterios que se exponen a continuación:

1. Siempre que la distribución de vialidades inferiores lo permite, se dispone la solución tipo de claro isostático de 32 m
2. La solución tipo de claro isostático de 27 m se utiliza para flexibilizar la disposición de las columnas dentro de un tramo combinándola con la de 32 m cuando es necesario

3. Para realizar pequeños ajustes dentro de un tramo se disponen claros con longitudes no exactas pero que se aproximan a los claros tipo de 27 y 32 m
4. Cuando el viaducto requiere un apoyo excéntrico o cruza por encima de una vialidad de gran esviaje se disponen pórticos que permiten puentear transversalmente dicha vialidad
5. En los puntos donde se requiere salvar distancias algo mayores se utilizan las soluciones continuas. Estas soluciones se dividen en:
 - a. Solución continua de dos claros para salvar distancias de hasta 37 m
 - b. Solución continua de 3 claros para salvar distancias de hasta 44 m
6. En puntos muy particulares donde se necesitan claros mucho mayores se diseñan estructuras más singulares con tipologías más adecuadas. Estos puntos particulares son los siguientes:
 - a. Km 21+100, el eje de la vía debe salvar una pérgola con esviaje de una vía de tren existente. Para ello se diseñará un arco metálico tipo "bow-string" con un claro de 96 m
 - b. Km 34+660, el eje de la vía en este punto discurre a una altura máxima de 79.21 m por lo que se hace necesaria la disposición de una estructura continua. Por este motivo se diseña un cajón de concreto presforzado construido mediante el procedimiento de empuje con una longitud total de 1,448 m, distribuida en los siguientes claros, 52+21x64+52 m. Para materializar un punto fijo intermedio se dispone un arco ojival
 - c. Km 46+800, el eje de la vía debe salvar la Autopista México-Marquesa. Para ello se diseña un puente de doble voladizo de tres claros de 75+150+85 m

- d. Km 49+520, el eje de la vía debe salvar la Autopista México-Marquesa. Para ello se diseña un puente de doble voladizo de tres claros de 46+90+45 m
- e. Km 56+260, el eje de la vía debe salvar la presa de Tacubaya. Para ello se diseña un puente de doble voladizo de tres claros de 40+80+40 m
- f. Km 57+380, justo antes de llegar a la estación de Observatorio, la línea cruza con mucho esviaje por encima de las cocheras del metro de la ciudad de México. Con el fin de evitar la disposición de un viaducto singular con un claro de más de 140 m se decide disponer un esquema de pórticos transversales a la línea que salvan la nave transversalmente. El claro de dichos pórticos es de 40.80 m

Debido a los efectos de temperatura y reología se producen deformaciones diferenciales entre la vía y el tablero que inducen tracciones y compresiones en ambos. Asimismo, el frenado y el arranque se transmiten desde las vías al tablero, provocando de nuevo tensiones de tracción y compresión en el carril. Por lo anterior se disponen unos aparatos de dilatación de vía o, simplemente, aparatos de vía, que permiten liberar la coacción a la deformación del carril.

1.9.2. Túneles

En el proyecto del Tren se cuenta con dos túneles uno que será ejecutado con tuneladora y otro como falso túnel ubicándose en los siguientes cadenamientos:

- Túnel excavado con tuneladora de 4,596 m de longitud en el tramo que atraviesa la Sierra de las Cruces (de km 36+189 a 40+784, altura máxima de montera sobre rasante de 136.14 m)

- Falso túnel de 3,270 m de longitud en el tramo Glorieta Avenida Vasco de Quiroga–Camino Viejo a Toluca (de km 51+880 a 55+150)

La solución constructiva de bitubo ejecutada con TBM y con galerías de conexión entre ambos tubos es en la actualidad la más habitual en túneles en ámbito interurbano con longitudes como la proyectada.

El túnel se ha diseñado con el sistema de dovela universal, que permite la máxima libertad en la corrección de la definición geométrica y no depende de la dovela disponible en el frente durante el instante en que se pretende ejecutar una maniobra de corrección.

Tras el análisis de todos los condicionantes existentes se utilizará una sección tipo de diámetro interior de 8 metros para la tuneladora. A continuación se muestra una imagen de la sección tipo propuesta tanto para vía en recta como vía en curva:

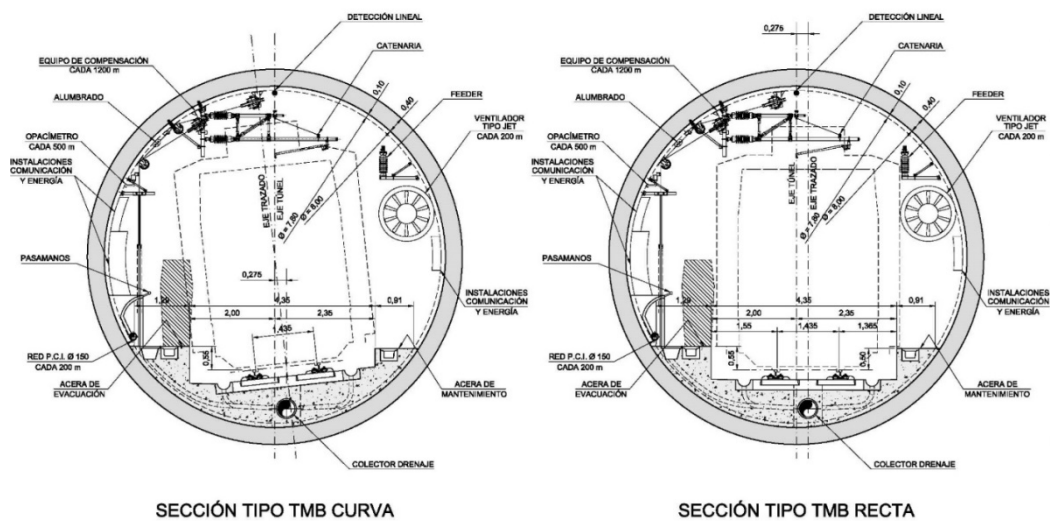


FIGURA 7 Sección tipo propuesta para TBM

La evacuación de los túneles se llevará a cabo por los pasillos que conectarán con las galerías de conexión entre tubos situadas cada 250 metros.

Se utilizará para el túnel falso una sección libre interior de 10.50 metros de ancho por 8.40 m de alto. A continuación se muestra una imagen de la sección tipo propuesta tanto para vía en recta como vía en curva.

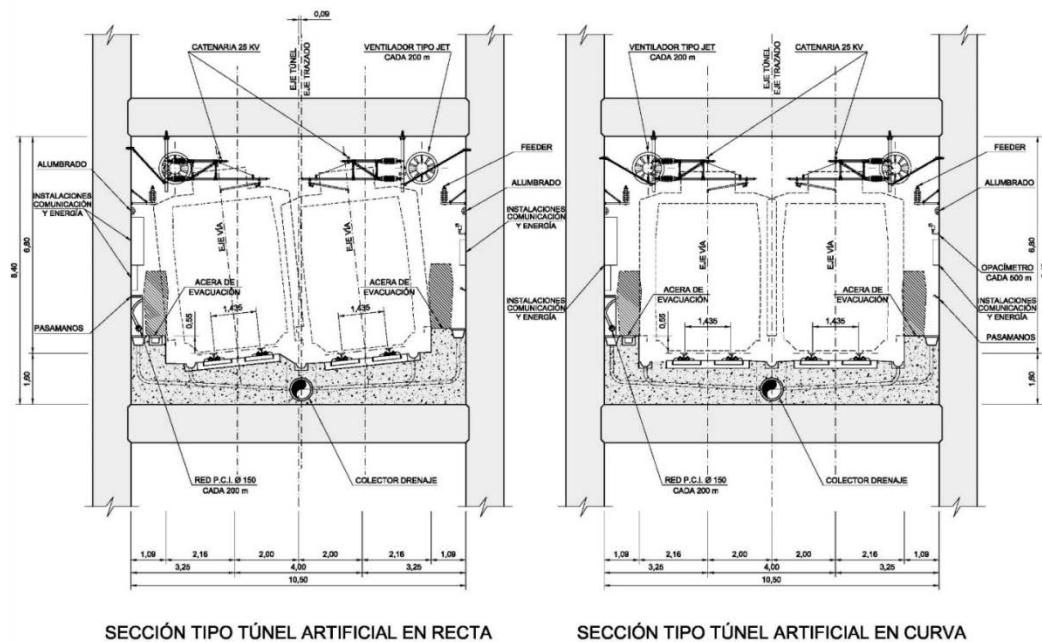


FIGURA 8 Sección tipo propuesta para falso túnel

El falso túnel se construiría por el método “cut & cover” según los siguientes pasos que se enumeran de forma sintética a continuación:

- Ejecución de pantallas en uno de los lados. Esto supone el corte de dos carriles longitudinales (media calle) pero se podría mantener el tráfico con un carril para cada sentido en la otra mitad de la calle
- Ejecución de la mitad del dintel superior (lado pantalla)
- Ejecución de pantallas en el otro lado. Esto supone el corte de dos carriles longitudinales (media calle) pero se podría

mantener el tráfico con un carril para cada sentido en la otra mitad de la calle

- Ejecución de la mitad restante del dintel superior. En cortes nocturnos se debe escavar, colocar el dintel y rellenar. Al día siguiente se abre al tráfico colocando un chapón metálico en cada batache de dintel ejecutado
- Excavación del túnel desde las bocas este y oeste, sin interferencias con el tráfico de la calle
- Ejecución de losa de fondo en el túnel según se vaya avanzando en la excavación de las tierras del túnel
- Ejecución del viaducto carretero sobre los dinteles del falso túnel. Se trata de la construcción de un viaducto con elementos prefabricados, con montaje desde grúas en cortes nocturnos

La evacuación del falso túnel se llevará a cabo por los pasillos que conectarán con las salidas de emergencia situadas cada 750 metros mediante galerías de conexión.

1.10. SISTEMAS ELECTROMECÁNICOS

Los sistemas a considerar serán: Sistemas de Energía (Subsistema de Baja Tensión), Sistemas de estaciones (Instalaciones de ventilación, Instalaciones de transporte vertical, Instalaciones de protección contra incendios) e instalaciones de drenaje en el túnel; en principio no presentan ninguna restricción a los diseños geométricos en planta, perfil y transversal.

1.11. CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA

El proyecto se ha dividido en cuatro tipos de estructuras de vía, las cuales son:

- Viaducto elevado sobre plintos

- Viaducto elevado sobre balasto
- Túnel sobre plinto
- Sobre terracerías

En la siguiente tabla se puede observar el desglose de las estructuras por zonas:

Tramo	Zona	Tipo de Estructura	Longitud (m)
1	0+000.000-22+750.687	Viaducto sobre plintos	22,750.687
2	22+750.687-23+336.239	Sobre Terracerías	585.552
3	23+336.239-24+958.769	Viaducto sobre plintos	1,622.530
4	24+958.769- 26+986.934	Sobre Terracerías	2,028.165
5	26+986.934-30+875.941	Viaducto sobre plintos	3,889.007
6	30+875.941-32+084.179	Sobre Terracerías	1,208.238
7	32+084.179-32+449.244	Viaducto sobre balasto	365.065
8	32+449.244-34+210.599	Sobre Terracerías	1,761.355
9	34+210.599-35+666.112	Viaducto sobre balasto	1,455.513
10	35+666.112-36+018.878	Sobre Terracerías	352.766
11	36+018.878-36+095.837	Viaducto sobre balasto	76.959
12	36+095.837-36+188.522	Sobre Terracerías	92.685
13	36+188.522-40+784.201	Túnel sobre plintos	4,595.679
14	40+784.201-41+000.000	Sobre Terracerías	215.799
15	41+000.000-47+368.504	Viaducto sobre plintos	6,368.504
16	47+368.504-47+394.000	Sobre Terracerías	25.496
17	47+394.000-47+432.000	Túnel sobre plintos	38.000
18	47+432.000-47+519.547	Sobre Terracerías	87.547

Tramo	Zona	Tipo de Estructura	Longitud (m)
19	47+519.547-51+555.332	Viaducto sobre plintos	4,035.785
20	51+555.332-51+880.000	Sobre Terracerías	324.668
21	51+880.000-55+150.000	Túnel sobre plintos	3,270.000
22	55+150.000-55+747.820	Sobre Terracerías	597.820
23	55+747.820-57+740.693	Viaducto sobre plintos	1,992.873

TABLA 10 Tipos de estructuras de vías

En los tramos que se encuentran relativamente a nivel de terreno natural, se tiene contemplado implantar la vía sobre terracerías, con esto se evitará que se realice una estructura especial en la base para alojar la vía y su fijación.

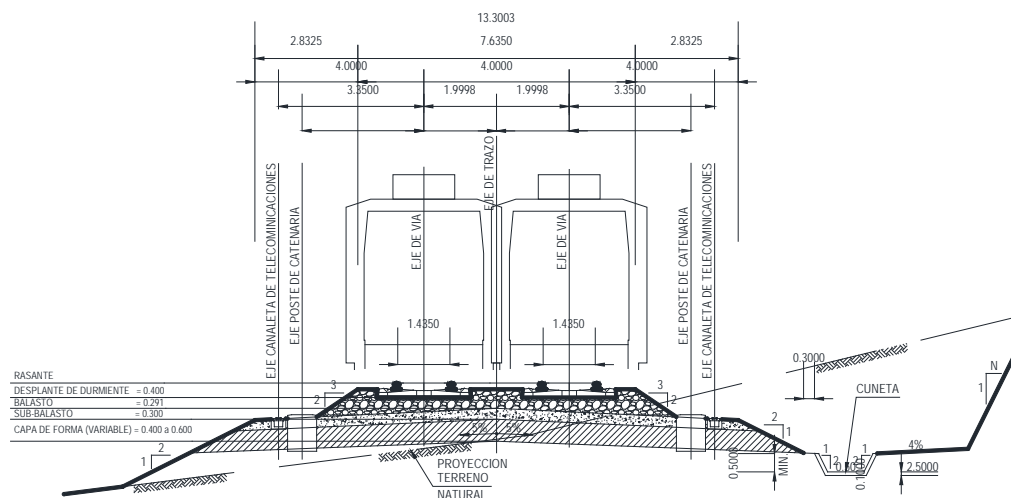


FIGURA 9 Vía en balasto

Para los tramos entre estaciones en viaducto y túnel, la implantación se realizará sobre la placa de concreto haciendo uso de plintos, con la finalidad de elevar el nivel de la vía.

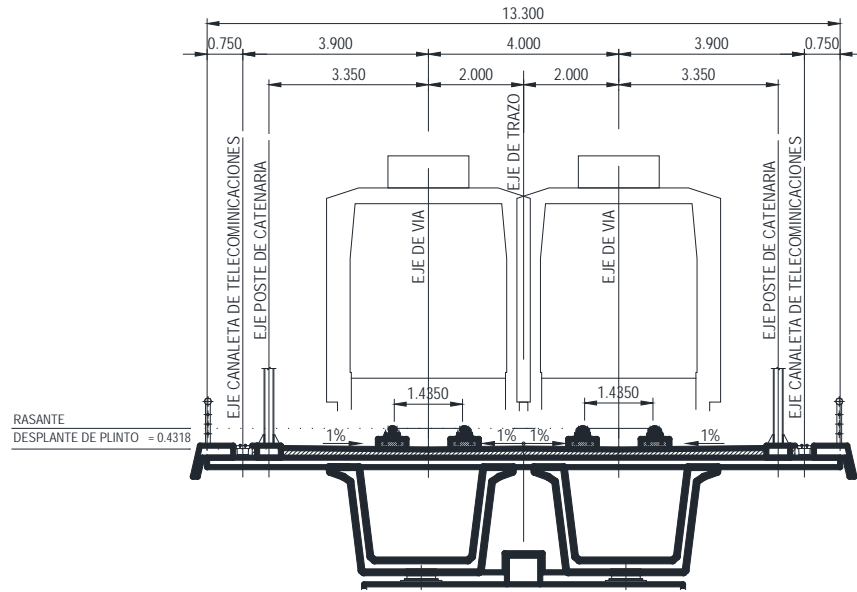


FIGURA 10 Viaducto sobre plintos

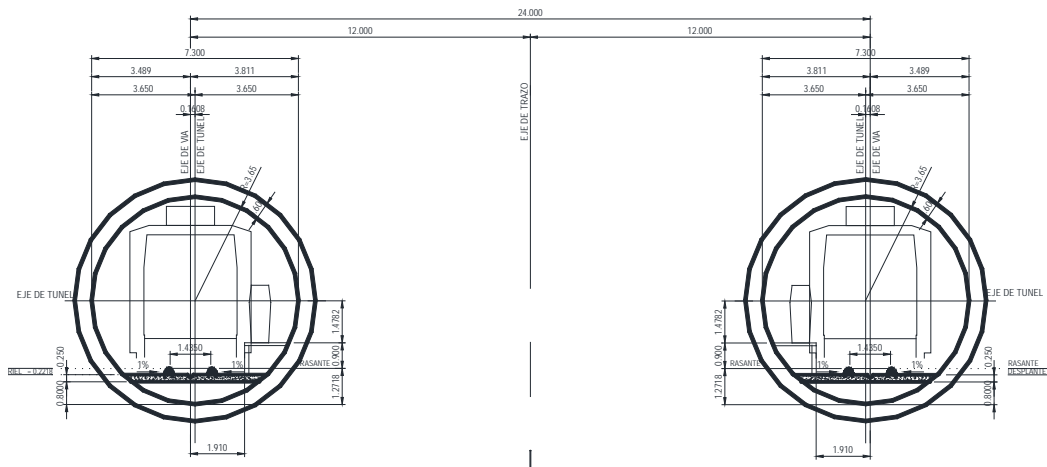


FIGURA 11 Túnel sobre plintos

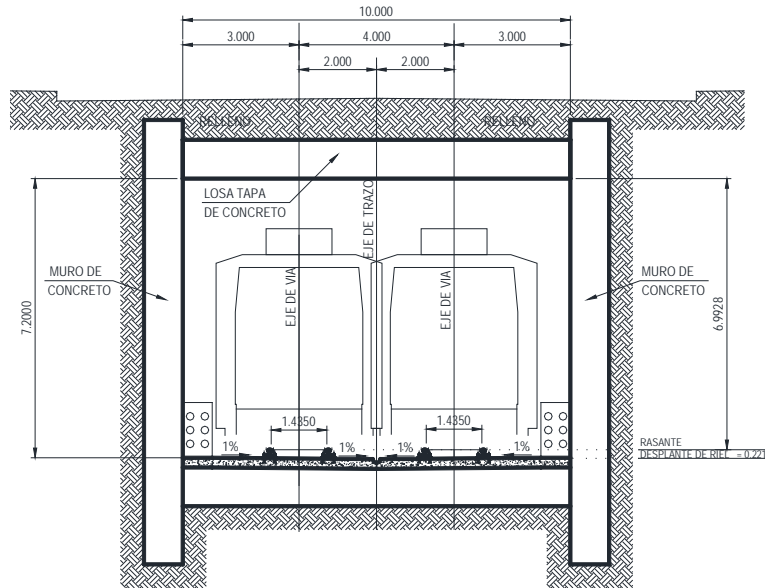


FIGURA 12 Túnel falso sobre plintos

En los tramos de viaducto con una longitud inferior a 1,500 m, y en las zonas cercanas de cambio de viaducto a túnel y viceversa la implantación de la vía se realizará por medio de viaducto sobre balasto.

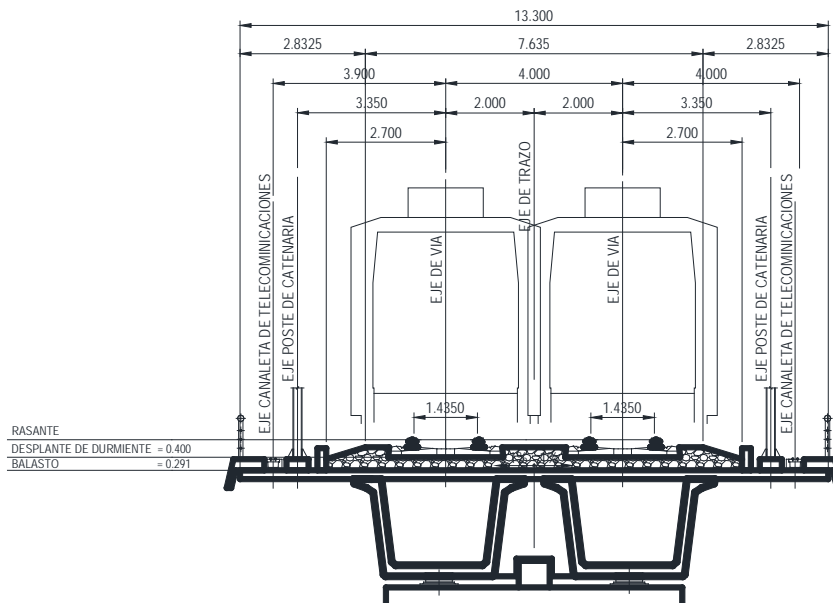


FIGURA 13 Viaducto sobre balasto

1.11.1. Vía en placa de concreto

El sistema de sujeción propuesto para la vía corresponde al HM (SKL 1) se trata de una sujeción de origen alemán cuyo nombre responde a las iniciales del ingeniero autor del desarrollo, Herman Maier.

La sujeción está compuesta por los siguientes elementos:

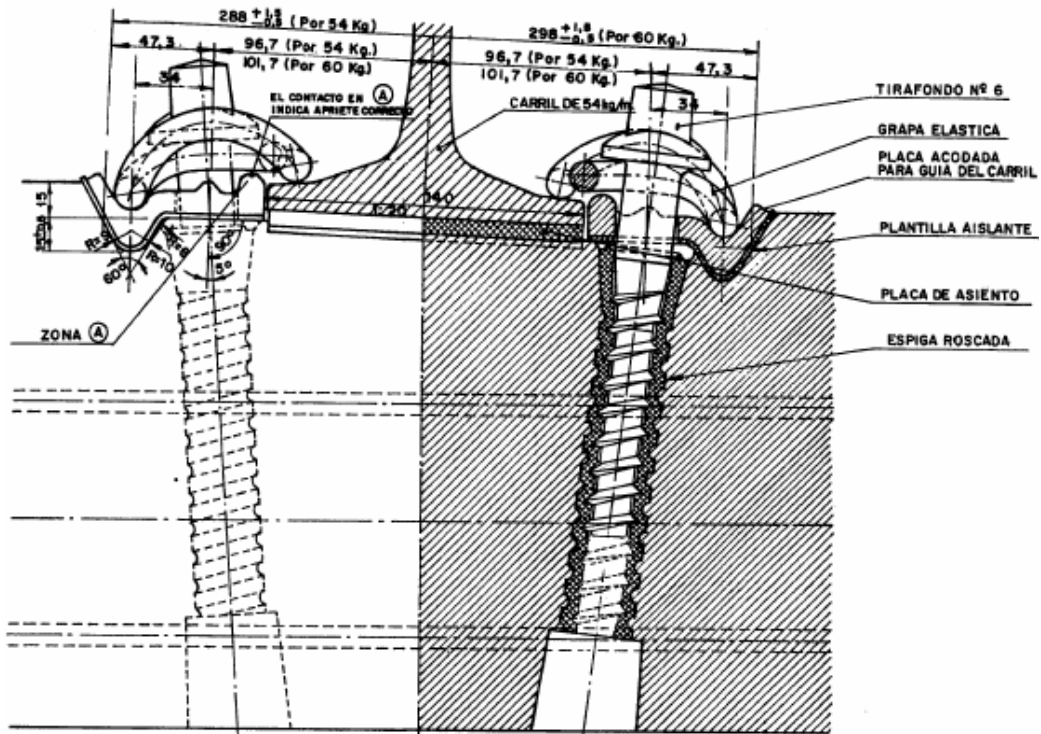


FIGURA 14 Sujeción HM (SKL 1)

Se utilizan estas sujeciones en número de dos por punto de sujeción y, si ésta es de concreto, se emplean unas placas elásticas de asiento de material sintético, dotadas de unos rebordes laterales que las fijan sobre el durmiente para evitar su movimiento durante el montaje.

Los rieles serán tipo 115-RE en barras largas soldadas. Serán capaces de soportar cargas por eje de bogie de 20 Ton.

En síntesis, los pasos para la colocación de la vía sobre placa de concreto en túnel, entre andenes o en viaducto se efectuará de la siguiente forma:

- Topografía: Replanteo en planta y perfil del eje de vía
- Ensamblaje de la vía: Montaje de la vía y realización de las soldaduras de unión
- Ajuste y colado de la vía
- Posible construcción de paredes laterales o longitudinales como parte preliminar del colado
- Colado
- Operaciones finales

Se propone la adopción de vía en placa de concreto. Este sistema supone un ahorro en los ciclos de vida del mismo, ya que no requiere las labores de bateo, nivelación y alineación propias de la vía en balasto, conservándose la geometría del aparato de vía durante un mayor período de tiempo. Sin embargo, al no existir balasto, es necesario sustituir la elasticidad vertical del mismo mediante elementos elásticos interpuestos entre la vía y la placa de concreto, a fin de evitar la transmisión del ruido y vibraciones a la infraestructura y edificaciones colindantes (RED NACIONAL DE FERROCARRILEROS ESPAÑOLES, 2012, págs. 1-34).

Por otro lado, este sistema tiene la ventaja de pesar menos que la vía en balasto, lo cual resulta beneficioso para el diseño de las estructuras de viaducto elevado.

1.11.2. Vía sobre balasto

La colocación del balasto comprende las actividades necesarias para tender, compactar y nivelar el material pétreo seleccionado que se coloca

debajo y entre los durmientes, para transmitir y distribuir a la losa de apoyo las cargas inducidas por el paso de los trenes.

En los tramos superficiales, elevados y viaductos será descargado el balasto directamente en zonas especialmente acondicionadas; para evitar daños en los parapetos laterales, en los tramos elevados y viaductos no deberán formarse montículos con altura mayor de 1.50 metros (COVITUR, 1986).

En tramos rectos o en curvas de radio mayor de 500 m los durmientes se instalarán con una separación entre ejes de 0.75 m y en una proporción de tres durmientes ordinarios por cada durmiente soporte de aislador; de acuerdo con lo anterior, la distancia entre ejes de durmientes para aislador es siempre de 300 metros (COVITUR, 1986).

En curvas de radio menor de 500 m, la separación entre ejes de durmientes será de 0.60 m, medida en el borde de rodamiento del riel ubicado en la fila de radio mayor. En la fila de radio menor la separación será más reducida dependiendo del radio de la curva (COVITUR, 1986).

1.12. DERECHO DE VÍA

El tren interurbano de pasajeros Toluca – Valle de México es un proyecto planteado teóricamente de manera inteligente ya que busca aprovechar servidumbre legal de paso de CFE y derecho de vía de la Autopista México Toluca, así como vialidades del Distrito Federal, además plantea un túnel por lo que la liberación del derecho de vía conforme al proyecto podría ser del 5% es decir 2.9 km.

Concepto	Longitud
CFE	33.6 km igual a 58.2%
Autopista México – Toluca	11.3 km igual a 19.5%
Túnel	4.5 km igual a 7.8%
Av. Vasco de Quiroga y Camino Real a Toluca	5.5 km igual a 9.5%
Áreas varias por liberar	2.9 km igual a 5%
Total	57.7 km igual a 100%

TABLA 11 Situación del derecho de vía conforme al eje de la vía

Se reitera que el proyecto es factible desde el punto de vista de la liberación del derecho de vía ya que muchas pequeñas propiedades expropiadas por CFE y ubicadas en el eje de la vía (aunque no hayan sido indemnizadas) serán ocupadas con facilidad, el mayor riesgo de amparos se corre en terrenos ejidales y en zonas de poseionarios.

2. DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA

El objetivo del Proyecto Geométrico es hacer posible la circulación del material rodante en condiciones de estabilidad, seguridad y confort a la velocidad de diseño adoptado, que es de 160 km/h. Este valor puede considerarse como el límite para un sistema ferroviario convencional. Adoptar velocidades mayores no tendría sentido, ya que la línea a proyectar es urbana y cuenta con 6 estaciones en sus 57.7 kilómetros de longitud, por lo que no hay espacio para acelerar y frenar a velocidades mayores.

Para el diseño geométrico del eje de una nueva línea se deben considerar todos los condicionantes técnicos, económicos y ambientales. La trascendencia económica de la geometría del nuevo eje de vía resultará fundamental para la optimización en la solución al proyecto. Es necesario tener en cuenta que los condicionantes de implantación son muy exigentes, ya que la complejidad del entorno ha condicionado notablemente la adopción de los criterios de diseño. Los principales condicionantes han sido:

- Escasez de espacio para la implantación de la plataforma ferroviaria
- Existencia de zonas medioambientalmente protegidas
- Dificultad de ubicación de algunas estaciones
- Interferencias con numerosas infraestructuras de transporte y servicios
- Necesidad de salvar grandes diferencias de elevación

El diseño geométrico en planta consiste en la sucesión de líneas rectas (tangentes) y de curvas circulares de radio constante que se conectan entre sí por medio de curvas de transición (clotoides).

El alineamiento define la posición geométrica del eje de la vía. El alineamiento horizontal es la proyección del eje de la vía en un plano horizontal. El alineamiento horizontal consiste en una cadena de elementos, cada uno obedeciendo a una descripción matemática única como función de una distancia longitudinal a lo largo de la proyección horizontal (cadenamiento). Los elementos para el alineamiento horizontal son conectados en puntos de tangencia, donde dos elementos conectados tienen las mismas coordenadas y la misma dirección.

Elemento del alineamiento	Características
Recta	Sin curvatura horizontal
Curva circular	Curvatura horizontal constante
Curva de transición (Clotoide)	Variación lineal de la curvatura horizontal con el cadenamiento
Curvas de transición, otros tipos	Variación no lineal de la curvatura horizontal con el cadenamiento

TABLA 12 Elementos para el alineamiento horizontal

Las fórmulas empleadas para el cálculo de los elementos que forman las curvas circulares son las siguientes (COVITUR, 1986):

$$\text{Subtangente}(ST) = R \left(\tan \frac{\Delta}{2} \right)$$

$$\text{Longitud de curva } (L_c) = \Delta_c R \frac{\pi}{180}$$

$$\text{Grado de curvatura } (G_c) = \frac{20}{L_c} = \frac{1145.92}{R}$$

$$\text{Cuerda Larga } (C) = 2R \left(\sin \frac{\Delta}{2} \right)$$

$$\text{Flecha } (f) = \frac{C^2}{8R}$$

$$\text{Externa } (e) = R \frac{1}{\cos \frac{\Delta}{2}} - R$$

$$\text{Deflexión por metro } \left(\frac{D}{m}\right) = 1.5G_c$$

Los elementos de las curvas circulares se localizan como se muestra en la siguiente figura:

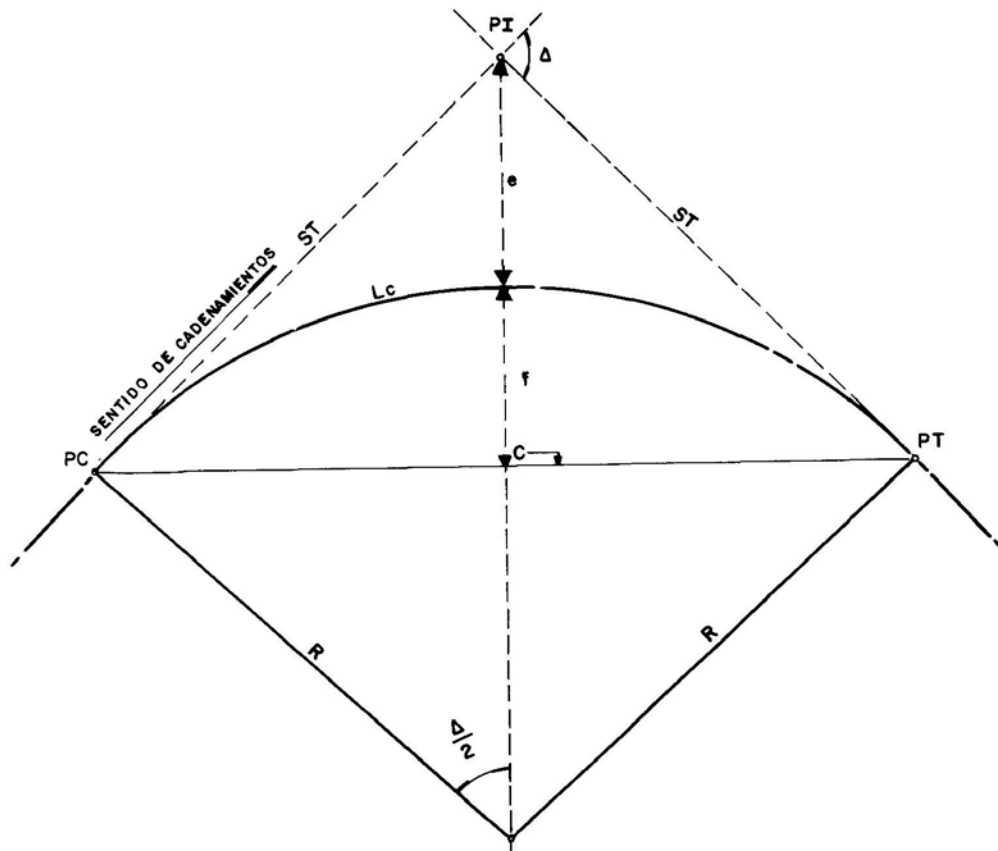


FIGURA 15 Elementos de curva circular

Dónde:

PI=Punto de Inflexión

Δ =Ángulo de deflexión

C=Cuerda larga

L_c =Longitud de curva circular

PC=Principia curva

PT=Principia tangente

R=Radio

ST=Subtangente

e=Externa

f=flecha

Las fórmulas a emplear para el cálculo de la curva circular con curvas de transición (clotoides) son las siguientes (COVITUR, 1986):

$$\Delta_c = \Delta - 2\tau$$

$$E = \lambda R_n$$

$$R_c = R_n - E$$

$$L_c = \Delta_c R_c \frac{\pi}{180}$$

$$ST = R_c \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

$$G_c = \left(\frac{20}{R}\right)\left(\frac{180}{\pi}\right)$$

$$\frac{D}{m} = 1.5G_c$$

$$T_c = R_n \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) + X_m$$

$$X_c = xA$$

$$Y_c = yA$$

$$H = \frac{Y_c}{\sin \tau}$$

$$U = \frac{Y_c}{\tan \tau}$$

La localización de cada uno de estos elementos se muestra en las siguientes figuras:

CURVA DE TRANSICION:

$$R \times L = A^2$$

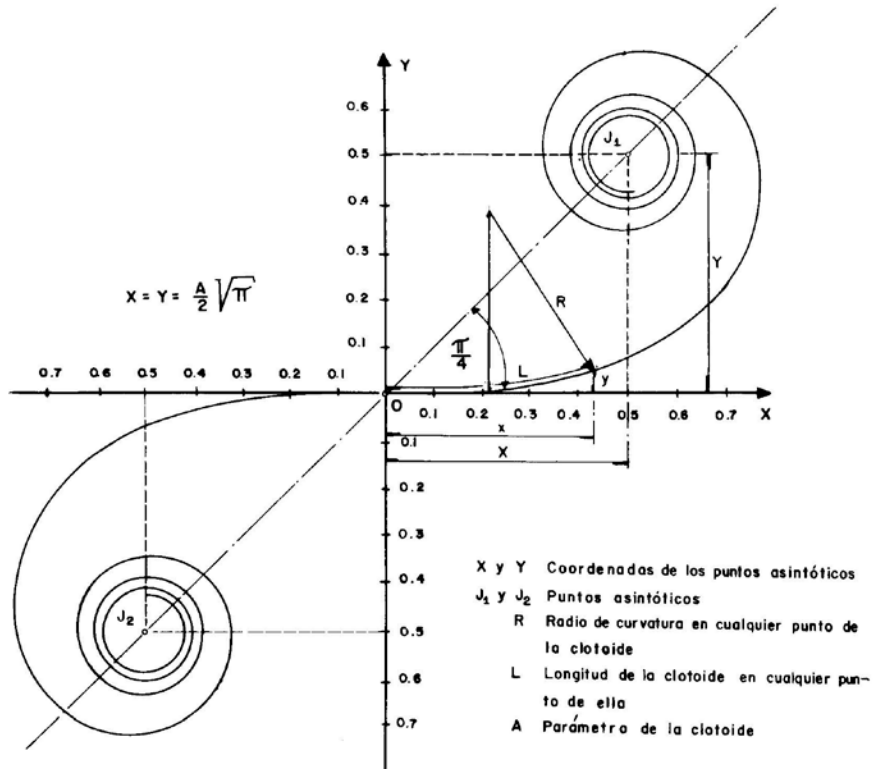


FIGURA 16 Curva clotoide

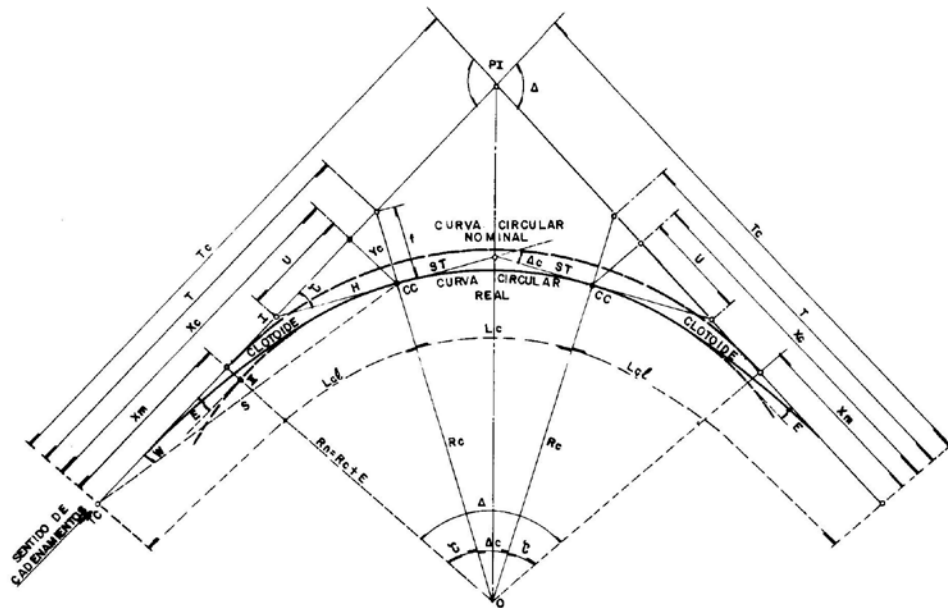


FIGURA 17 Curva circular con clotoides de transición

Con base en la topografía de campo, en los estudios de geotecnia, y en diversa información disponible, se ha diseñado geoméricamente el eje definitivo de la línea, considerando todos los elementos externos como han sido:

- Interferencias con otras infraestructuras
- Disponibilidad del Derecho de vía
- Convivencias sociales
- Obras Inducidas

Desde la estación Zinacantepec hasta la estación Terminal de Autobuses la definición geométrica en planta se encuentra situada junto al cuerpo sur de la avenida de las Torres, del municipio de Zinacantepec, tratando de aprovechar el derecho de vía de la avenida. El cadenamamiento 0+000 está situado una vez superado el cruce con el Bulevar Eduardo Monroy Cárdenas. El andén útil de la Estación Zinacantepec se sitúa entre el 0+200 y 0+400, y el de la estación Terminal de Autobuses entre el 6+073.96 y 6+273.96, en este tramo se tiene un radio mínimo de 945 m y curvas de transición mínimas de 50 m de longitud.

De la estación Terminal de Autobuses a la estación Metepec se tiene una longitud de aproximadamente 7 kilómetros, finalizando en la estación Metepec, situada entre los kilómetros 13+158.28 y 13+358.28, en este tramo se tiene un radio mínimo de 1,500 m y curvas de transición mínimas de 25 m de longitud.

De la estación Metepec a la estación Lerma se tiene una longitud de aproximadamente 6 kilómetros de longitud, finaliza en la estación de Lerma, situada entre los kilómetros 19+443 y 19+643. El eje de la vía en planta se encuentra en alineación recta en su gran mayoría, en este tramo

se tiene un radio mínimo de 880 m y curvas de transición mínimas de 25 m de longitud.

De la estación Lerma a la estación Santa Fe se tiene la mayor longitud que es de 28.6 kilómetros la estación Santa Fe se encuentra situada entre los kilómetros 49+090.32 y 49+290.32. Tras la estación de Lerma, el eje de la vía continúa paralelo a la carretera Toluca-México, cruzando varias veces esta carretera. Cabe destacar el cruce situado en el km 24+800, tras el cual el eje de la vía continúa paralelo sobre el camellón central de los dos cuerpos de la carretera hasta aproximadamente el km 27+400. A partir del último punto kilométrico mencionado se localizan varios cruces más con la carretera, para continuar el eje de la vía sobre la zona boscosa de la Marquesa. Del kilómetro 36+188.522 al 40+784.201 se proyecta un túnel bitubo para cruzar la Sierra de las Cruces. Será construido mediante tuneladora. Tras la salida del túnel, se tiene nuevamente una definición geométrica en planta paralela a la carretera México-Toluca, hasta aproximadamente el km 44+000. A partir de este punto el eje de la vía continúa paralelo a la carretera Tepic-Guadalajara (que posteriormente se convierte en la Avenida Vasco de Quiroga) hasta la estación de Santa Fe. En este tramo se tiene un radio mínimo de 300 m y curvas de transición mínimas de 30 m de longitud.

De la estación Santa Fe a la estación Observatorio se tiene una longitud aproximada de 16.5 km. Una vez pasada la estación de Santa Fe, el eje de la vía discurre por la avenida Vasco de Quiroga sobre la parte central de la Avenida. Desde el km 51+880 hasta el km 55+150 se proyecta un falso túnel a construir mediante pantallas a cielo abierto. Aproximadamente por el km 55+100 el eje de la vía se desvía para cruzar hacia la presa de Tacubaya. Desde allí se dirige hacia la estación Observatorio, situada entre los kilómetros 57+541.61 y 57+741.61, sobre la avenida Río de

Tacubaya. En este tramo se tiene un radio mínimo de 270 m y curvas de transición mínimas de 19.994 m de longitud.

En el anexo B se muestran el listado del eje de la vía y un ejemplo de los planos de diseño geométrico en planta del tren.

2.1. PARÁMETROS FUNCIONALES PARA EL DISEÑO EN PLANTA

Los parámetros funcionales para el diseño en planta son los siguientes (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011):

- Peralte
- Insuficiencia de peralte
- Exceso de peralte
- Aceleración sin compensar
- Máxima variación del peralte con el tiempo
- Máxima variación del ángulo de giro de la vía
- Máxima variación de la insuficiencia del peralte con el tiempo
- Máxima variación de la aceleración no compensada con el tiempo

El peralte se define como la diferencia que existe entre la cota de los dos carriles en una sección transversal de la vía, es decir la distancia en la cual un riel se eleva por encima del otro riel. La función principal del peralte es reducir la aceleración transversal, que es la aceleración que se obtiene en el plano de la vía o plano de rodadura, como resultado de la componente de las fuerzas actuantes:

- El peso (vertical), cuya aceleración es la gravedad g
- La fuerza centrífuga (horizontal), cuya aceleración es la centrípeta V^2/R

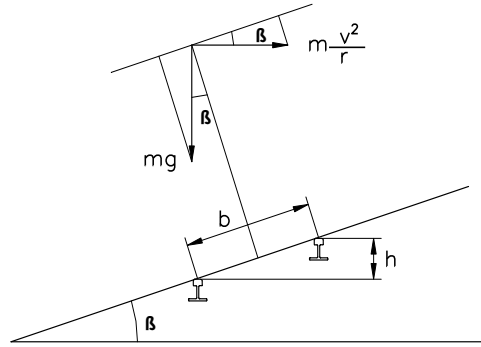


FIGURA 18 Fuerzas actuantes en el plano de la vía

Al reducir la aceleración transversal, se mejora el confort del pasajero, lo que permite aumentar la velocidad de paso por curva.

El peralte máximo suele estar limitado a un valor en el entorno de h (mm) $\approx 100 \cdot b'$ (m), siendo b' el ancho de vía. En este caso, el valor máximo adoptado para el peralte es de 140 milímetros, llegando excepcionalmente a los 160 milímetros. La razón de limitar el peralte máximo se debe a consideraciones prácticas de bienestar de los pasajeros, así como a la estabilidad de los vehículos en el caso de disminución de velocidad o de parada dentro de las curvas.

El peralte en una curva horizontal es positivo si el riel externo tiene una elevación mayor que el riel interno. Un peralte alto en curvas de radio pequeño incrementa el riesgo de descarrilamiento cuando los trenes circulan a baja velocidad.

El peralte de equilibrio, también llamado peralte teórico o peralte óptimo, es el que se le debería dar a una curva para que un tren que circula a una velocidad V por una curva de radio R tenga una aceleración transversal nula.

Por otra parte, la velocidad de equilibrio es la velocidad a la que un tren debe circular por una curva determinada y con un peralte dado, para que no tenga aceleración transversal.

La insuficiencia de peralte es la diferencia existente entre el peralte de equilibrio para una velocidad dada y el real de la curva, es decir, es el peralte que le falta a la curva para tener el peralte de equilibrio.

Cuando hay insuficiencia de peralte, habrá una fuerza lateral desequilibrada en el plano de rodamiento. La fuerza resultante moverá hacia el riel externo de la curva.

La insuficiencia de peralte se define de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$I = D_{EQ} - D = q_E \frac{V^2}{R} - D$$

Dónde:

- D_{EQ} = Peralte de equilibrio (mm)
- $q_E = 11.8 \text{ mm} \cdot \text{m} \cdot \text{h}^2 / \text{km}^2$

Con un peralte negativo la insuficiencia de peralte será más grande que el peralte de equilibrio.

Cuando el resultado de la insuficiencia de peralte es negativo se denomina exceso de peralte, es decir, es el peralte que le sobra a la curva para tener el peralte de equilibrio. Se trata de un valor asociado a la circulación de los trenes más lentos (habitualmente los de mercancías). Dado que la línea Toluca-Valle de México será exclusiva para trenes de pasajeros con características homogéneas, el exceso de peralte no será relevante en cuanto a diseño.

Cuando hay exceso de peralte, habrá una fuerza lateral desequilibrada en el plano de rodamiento. La fuerza resultante moverá hacia el riel interno de la curva. El peralte en una vía recta resulta en un exceso de peralte, generando una fuerza lateral hacia el riel bajo.

Tanto la insuficiencia como el exceso de peralte están asociados al concepto de aceleración sin compensar, que se define como la aceleración resultante en el plano de la vía que queda sin compensar por la diferencia existente entre el peralte real y el de equilibrio. Puede ser positiva (si existe Insuficiencia) o negativa (si existe Exceso). Es un índice del factor de confort del viajero en el paso por una curva. A menor aceleración sin compensar, mayor confort.

Para la línea Toluca-Valle de México, la Aceleración sin compensar (a_q) máxima normal es de 0.65 m/s^2 . Excepcionalmente podrá llegarse a valores de 0.98 m/s^2 .

Estas aceleraciones sin compensar suponen una Insuficiencia de peralte normal de 100 milímetros, pudiéndose llegar excepcionalmente a los 150 milímetros.

La rampa de peralte es el valor absoluto de la derivada del peralte (con respecto a la distancia longitudinal).

La variación del peralte con el tiempo es el valor absoluto de la derivada del peralte con respecto al tiempo.

La variación de la insuficiencia del peralte con el tiempo es el valor absoluto de la derivada de la insuficiencia del peralte (y/o exceso de peralte) con respecto al tiempo.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los parámetros funcionales para el diseño en planta.

Velocidad máxima de proyecto:		140 < v _{máx} (km/h) < 200	
Definición en planta	Fórmulas	Normal	Excepcional
Máx. Insuf. del Peralte i _{máx} (mm)	$(11.85 V_{Máx}^2 / R) - D$	100	150
Máx. Ac. sin Compensar a _{q máx} (m/s ²)	$(V_{Máx}^2 / 12.96 R) - D / 153.62$	0.65	0.98
Máx. Exceso de Peralte (v _{mín} de trenes lentos) e _{máx} (mm)	$D - (11.85 V_{Mín}^2 / R)$	80	100
Máx. Var. Peralte con Tiempo [dd/dt] _{máx} (mm/s)	$(V_{Máx} / 3.6) \cdot (D / L)$	30	50
Máx. Var. Ángulo de Giro de la Vía [dθ/dt] _{máx} (rad/s)	$(V_{Máx} / 3.6) \cdot (D / 1507) / L$	0.020	0.033
Máx. Var. Insuf. con el Tiempo [di/dt] _{máx} (mm/s)	$(I / L) \cdot (V_{Máx} / 3.6)$	30	55
Máx. Var. Ac. No Comp. con el Tiempo [da _q /dt] _{máx} (m/s ³)	$(a_q / L) \cdot (V_{Máx} / 3.6)$	0.20	0.36

TABLA 13 Parámetros funcionales para el diseño en planta

2.2. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS PARA EL DISEÑO EN PLANTA

En la siguiente tabla se resumen los parámetros geométricos para el diseño en planta, mismos que se detallarán en los siguientes apartados (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011).

Velocidad máxima de proyecto:		140 < v _{máx} (km/h) < 200	
Definición en planta		Normal	Excepcional
Peralte máximo D _{MÁX} (mm)		140	160
Máxima variación del peralte respecto de la longitud (Rampa de peralte) [dD/dI] _{MÁX} (mm/m)		0.80	1.00
Longitud mínima de alineaciones de curvatura constante	Curva Circular	$\geq V_{MÁX}/2$	$\geq V_{MÁX}/3$
	Recta entre curvas de igual signo de curvatura	$\geq V_{MÁX}/2$	$\geq V_{MÁX}/3$
	Recta entre curvas de distinto signo de curvatura (puede ser cero)	$\geq V_{MÁX}/2$	$\geq V_{MÁX}/3$

TABLA 14 Parámetros geométricos para el diseño en planta

2.2.1. Radios de curvas

El radio mínimo de las alineaciones circulares en planta es el parámetro geométrico que más condiciona la velocidad. La aceleración lateral que experimenta un vehículo ferroviario –y por tanto los pasajeros que viajan en él– es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad, e inversamente proporcional al radio de la curva. Se hace necesario limitar la aceleración lateral, con objeto de garantizar unas condiciones de confort. Es necesario indicar que el confort es mucho más restrictivo que la seguridad. Por tanto, si se garantiza el confort, la seguridad está ampliamente cubierta.

Por otra parte, otra razón para limitar la aceleración lateral de un vehículo al paso por una curva es reducir el empuje lateral sobre la vía, disminuyendo desgastes tanto en la infraestructura como en los propios vehículos.

Para la velocidad de diseño adoptada de 160 km/h, el radio mínimo normal de las curvas circulares es de 1,275 metros, pudiéndose llegar excepcionalmente a los 1,000 metros de radio.

No obstante, es necesario tener en cuenta que, dados los complicados condicionantes de implantación, en bastantes zonas de la definición geométrica de la vía será necesario adoptar valores más reducidos para la velocidad.

El radio mínimo que se adoptará para las curvas en planta es de 250 metros, que en condiciones óptimas de peralte permite una velocidad máxima de paso por curva de 70 km/h. En zonas sin servicio comercial (talleres y cocheras, incluidos sus accesos) podrán adoptarse valores de hasta 150 metros de radio mínimo.

2.2.2. Longitud mínima en rectas o curvas circulares

En algunos casos, la longitud de las alineaciones rectas o curvas circulares se debe establecer igual o superior a los límites bajos, tomando en cuenta los parámetros de diseño del alineamiento de los elementos de peralte vecinos.

Es deseable donde sea posible unir dos curvas circulares inversas por una curva de transición continua en vez de colocar una línea recta entre dos curvas de transición. Por lo tanto, en este caso, la longitud de la línea recta es cero.

Una sucesión rápida de curvas y rectas puede inducir a una reducción en el confort, particularmente cuando la longitud de los elementos del alineamiento son tales que los pasajeros se sujetan a cambios en la aceleración.

En zonas de estaciones las alineaciones en planta deben ser tangentes y con una longitud de 200 m mínimo ya que la longitud de andén adoptada para las estaciones es de 200 metros. Se trata de un valor de diseño habitual para estaciones para servicio exclusivo de trenes interurbanos de pasajeros, de forma que puedan operarse trenes con capacidad para aproximadamente 1,400 personas. Excepcionalmente puede admitirse situar los andenes en curvas de hasta 600 metros de radio mínimo.

2.2.3. Curvas de transición espiral (clotoides)

Las curvas de transición son alineaciones de curvatura variable que enlazan alineaciones de radio constante (rectas o curvas circulares) entre sí:

- Un círculo de radio constante con una recta

- Dos círculos de radio distinto entre sí

Las transiciones se aplican para que las variaciones de la aceleración lateral y del peralte se produzcan gradualmente, evitando brusquedades en el confort y en la geometría. La implantación de curvas de transición también redundará en un menor desgaste tanto de la vía como del material rodante.

Para el presente proyecto se han adoptado curvas de transición del tipo clotoideas, que representan una transición de crecimiento lineal del radio, lo cual corresponderá a una rampa lineal del peralte. Para la determinación de las longitudes de las clotoideas, los criterios normales que se han utilizado son los siguientes:

- Máxima pendiente del diagrama de peraltes: 0.8 mm/m
- Máxima variación de peralte con el tiempo: 30 mm/s
- Máxima variación de la insuficiencia de peralte con el tiempo: 30 mm/s

No obstante, ha sido necesario adoptar valores excepcionales que permiten minimizar la longitud de las curvas de transición. Con ello se ha conseguido optimizar el diseño geométrico en planta, que hay que tener en cuenta discurre en un entorno urbano. Los parámetros excepcionales que ha sido necesario adoptar son:

- Máxima pendiente del diagrama de peraltes: 1 mm/m
- Máxima variación de peralte con el tiempo: 50 mm/s
- Máxima variación de la insuficiencia de peralte con el tiempo: 55 mm/s

Las transiciones de peralte coinciden normalmente con las curvas de transición. Sin embargo, puede ser necesario proporcionar transiciones de peralte en curvas circulares y rectas.

Los límites más bajos para las longitudes de las curvas de transición se muestran en la siguiente tabla (BSI Standards Publication, 2012):

Limite	Limite excepcional
20 m	0

TABLA 15 Límites inferiores para longitudes de curvas de transición

Para la velocidad de proyecto adoptada (160 km/hr) para el tren de pasajeros se tiene una longitud de clotoide en situación normal de 210 m y para una situación excepcional de 160 m

3. DISEÑO GEOMÉTRICO EN PERFIL

El diseño geométrico en perfil, también llamado “Alineamiento Vertical” estará compuesto por una sucesión de pendientes (ascendentes o descendentes) interconectadas por medio de acuerdos verticales, que estarán constituidos por parábolas de segundo grado.

Los requerimientos para el diseño en perfil de la línea de tren son los siguientes:

- Parámetro mínimo para los acuerdos verticales de 2500

El enlace entre pendientes deberá realizarse por medio de una curva vertical parabólica de transición del tipo (COVITUR, 1986):

$$Y = \frac{X^2}{2R}$$

Dónde:

- Y=Elevación
- X=Distancia
- R=Radio

En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de curvas verticales:

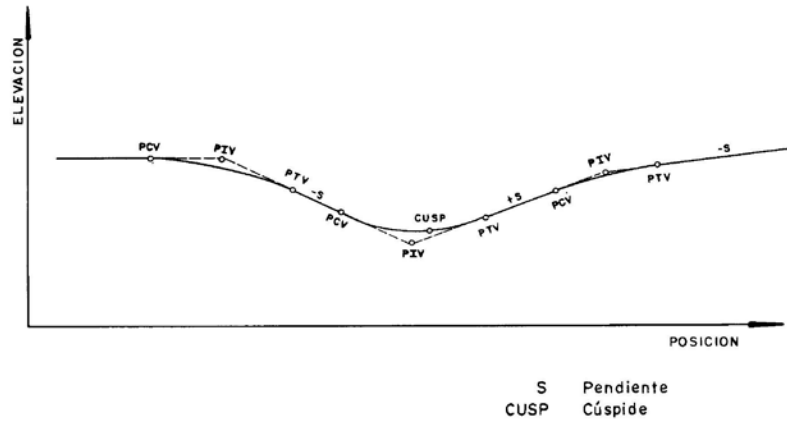


FIGURA 19 Curvas verticales entre pendientes

La definición en perfil de la línea del tren, inicia en viaducto desde el km 0+000 hasta el km 22+750.687, en el cual se mantiene el gálibo vertical para el libre paso, dentro de este primer viaducto quedan alojadas las primeras cuatro estaciones.

El alineamiento continua en superficie con una alineación del 5% y del km 23+336.239 al km 24+958.769 se proyecta viaducto para librar la zona arqueológica de Ocoyoacac, entre el km 26+986.934 y el km 30+875.941 se proyecta viaducto con una pendiente del 5%, con sus correspondientes zonas en superficie, entre el km 34+210.599 y el km 35+666.112 se proyecta el viaducto la Marquesa con una pendiente del 1.53%, del km 36+188.522 al km 40+784.201 se tiene el túnel Sierra de las Cruces en el cual se respeta la pendiente mínima de 0.5% ya que prácticamente en toda la longitud la pendiente es del 3.4%, desde el km 41+000 hasta el km 51+555.332 se tiene una solución en viaducto con una pendiente máxima de 5.25%, desde el km 51+880 hasta el km 55+150 se proyecta túnel falso en el cual se respeta también la pendiente mínima ya que se tiene una pendiente de 0.7% finalmente desde el km 55+747.82 hasta el cadenamamiento final se tiene una solución en viaducto con una pendiente máxima de 5%.

En el anexo C se muestran el listado del eje de la vía y un ejemplo de los planos de diseño geométrico en perfil del tren.

3.1. PARÁMETRO FUNCIONAL PARA EL DISEÑO EN PERFIL

Otro criterio del diseño en perfil a considerar es la aceleración vertical máxima, los valores a utilizar son los siguientes que se corresponden para una velocidad de proyecto entre 140 y 200 km/hr (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011):

- Situación normal de 0.22 m/s²
- Situación excepcional, 0.31 m/s²

La aceleración vertical, debida a curvas verticales, normal al plano horizontal se representa por la relación de la velocidad al cuadrado por el radio vertical de la curva tal como se muestra en la siguiente formula:

$$a_{v \text{ MÁX}} = \frac{V_{\text{MÁX}}^2}{12.96 * R_v}$$

3.2. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS PARA EL DISEÑO EN PERFIL

En la siguiente tabla se resumen los parámetros geométricos para el diseño en perfil, mismos que se detallarán en los siguientes apartados (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011).

Velocidad máxima de proyecto:			140 < v _{máx} (km/h) < 200	
Definición en perfil			Normal	Excepcional
Pendiente longitudinal máxima	Vía general. Tráfico de viajeros	i _{MÁX} (‰)	25	30
	Vía general. Tráfico mixto		15	18
	En apartaderos		2	2.5

Velocidad máxima de proyecto:		140 < v _{máx} (km/h) < 200	
	(laderos)		
Pendiente longitudinal mínima en túneles y túneles, cortes y túneles falsos i _{MÁX} (‰)		5	2
Longitud mínima de acuerdos verticales (m)		≥V _{MÁX} / 2	≥V _{MÁX} / 3
Longitud mínima de tangentes verticales entre acuerdos verticales (m)		≥V _{MÁX} / 2	≥V _{MÁX} / 3
Longitud máxima de tangente vertical con la pendiente máxima (*) (m)		3000	3000
(*) Para pendientes entre la normal y la excepcional y longitudes ≥ 3000 m, justificar que la pérdida de velocidad no supera el 10% de las velocidades máxima y mínima de circulación.			

TABLA 16 Parámetros geométricos para el diseño en perfil longitudinal

3.2.1. Pendientes máximas y mínimas

Las instalaciones de talleres y depósito que comprenden vías para el estacionamiento o tratamiento del material rodante tendrán, por medidas de seguridad en la explotación, una pendiente nula (0%) en toda la zona de circulación y estacionamiento. Estas instalaciones estarán situadas en las cercanías de la estación de Zinacantepec.

Plantear un diseño limitando pendientes máximas a 2.5% supone, básicamente, incrementar el costo de la infraestructura por las mayores longitudes de túneles y viaductos resultantes. Por el contrario, el material rodante sería más estándar y el consumo de energía menor que en alternativas con pendientes más fuertes. Sin embargo, hoy en día es perfectamente viable superar pendientes del 5% con material convencional adaptado, claro está, a las características de esta línea ferroviaria.

Las pendientes máximas a proyectar, según la norma AREMA, han ido evolucionando con el tiempo.

En la versión del año 2006, se limita la pendiente máxima a un rango de 3%-4% para HRT (por sus siglas en Inglés Heavy Rail Rapid Transit), siendo deseable un máximo del 3%, como puede observarse en el siguiente extracto de la norma (AREMA, 2012, págs. 12-3-29 y 12-3-30):

Apartado 3.5.8.2 Pendientes Verticales (2006). Las restricciones de pendientes verticales generalmente se determinan por la aceleración, desaceleración, la adherencia rueda-riel y las características del tren de diseño. Por eficiencia y desempeño, todas las pendientes deberían tener un porcentaje bajo práctico.

La máxima pendiente para HRT va de 3 a 4%. Con una pendiente máxima deseable de 3%.

La pendiente máxima para LRT va de 4 a 7% o mayores. Con una pendiente máxima deseable de 4%

Un número de factores gobierna las pendientes verticales. La siguiente es una lista parcial de factores que el proyectista debe considerar cuando selecciona pendientes máximas y mínimas:

- Características de aceleración del vehículo (Los cálculos de perfil de velocidad se pueden requerir)*
- Capacidades de frenado del tren*
- La presencia de curvas horizontales en pendiente (Cálculos de compensación de curva se pueden requerir)*
- Limitaciones de pendiente en estaciones*
- La posibilidad de incrementar o disminuir las pendientes para apoyar a los trenes en marcha o frenando*
- Limitaciones debido a pendientes sostenidas*
- Limitaciones para acomodar el drenaje de la vía*
- Restricciones de pendientes para patios de mantenimiento*
- Limitaciones debidas a topografía y características existentes*

En la versión del año 2012, se limita la pendiente máxima a un 6% en vía principal y excepcionalmente al 7%, como puede observarse en el siguiente extracto de la norma (AREMA, 2012, págs. 12-2-21):

Apartado 2.6.10.5 Pendiente (2012). La pendiente máxima deseable para vías es de 3% aproximadamente. Pendientes superiores a 3% pueden ser consideradas para su uso si hay razones obligadas (restricciones topográficas, costos de construcción) y la seguridad en la operación no quede comprometida. Nuevas vías. Se debe tomar en consideración los métodos de propulsión y las condiciones climáticas en el diseño de las pendientes. Un mejor criterio es el comportamiento de frenado del tren sobre pendientes descendentes; los sistemas de frenado utilizan controles automáticos que generalmente requieren de pendientes con 1000 pies (304.8 m) de desarrollo y limitadas a 3% o menos.

<i>Categoría</i>	<i>Vía Principal</i>	<i>Excepciones</i>
<i>Trenes rápidos</i>	6%	7%
<i>Trenes ligeros</i>	5-6%	7%
<i>AGT (Automated Guided Transit)</i>	6%	8%

TABLA 17 *Ejemplos de pendientes máximas típicas*

En la norma europea de proyecto geométrico, no se limita expresamente la pendiente máxima, pero establece dos advertencias (BSI Standards Publication, 2012, pág. 101):

- En líneas nuevas las pendientes máximas deben ser evaluadas mediante simulaciones de marcha, teniendo en cuenta las características de los trenes que presten servicio en dicha línea
- La capacidad de frenado de los trenes debe considerar las exigencias del diseño geométrico

Anexo O Consideraciones para las pendientes de la vía. Pendientes ascendentes. Para la vía entre estaciones, una pendiente ascendente grande debería estar limitada con respecto a la masa del tren y la tracción disponible. También la fuerza acoplada puede definir una limitación de unión para la masa del tren y/o las pendientes ascendentes.

Las curvas horizontales incrementan la resistencia contra el movimiento del tren. La magnitud de este incremento depende del radio horizontal, la longitud de la curva y las características del tren.

Las pendientes más cortas que la longitud del tren para trenes pesados sobre la vía pueden tener un límite menos restrictivo.

Donde los trenes se espera aceleren de una condición de parada o velocidad baja, el límite para las pendientes de la vía deberían ser más restrictivas que las ubicadas donde los trenes se espera circulen a velocidad constante.

Es recomendable que en proyecto para vías nuevas, la pendiente se evalúe por medio de una simulación de marcha, considerando las características del tren.

Las pendientes descendentes deberían limitarse, tomando en cuenta la capacidad de frenado de los trenes.

Las pendientes en estaciones deberían tomar en cuenta que un tren se acelera desde la parada de una estación. Un límite más restrictivo para las pendientes de la vía pueden ser justificadas donde los trenes serán fijados periódicamente o separados de un conjunto de trenes.

El parámetro fundamental del diseño en perfil es la pendiente máxima. Este tema ha resultado especialmente delicado en el presente proyecto, ya que la gran diferencia de cotas existente a lo largo del recorrido ha obligado a utilizar las mayores pendientes posibles.

Se ha adoptado una pendiente máxima de 52 milésimas (5.2%). Se trata de un valor elevado. A nivel internacional, en líneas convencionales para servicio exclusivo de cercanías no es habitual que se alcancen valores tan altos. Por ejemplo, en el sistema RER (Réseau Express Régional=Red Ferroviaria Expres Regional) de París las pendientes máximas normales son de 35 milésimas (3%), llegando a alcanzarse excepcionalmente las de 40 milésimas (4%) (Por ejemplo, en los accesos a la estación de Luxembourg). En las líneas S-Bahn Alemanas el valor máximo admisible es de 40 milésimas (4%). En las líneas españolas para tráfico exclusivo de viajeros, el valor máximo indicado en la normativa para las rampas es de 30 milésimas (3%), si bien puntualmente llegan a alcanzarse las 40 milésimas (4%).

En todo caso existen varios trenes en el Mundo con pendientes más exigentes que las de Toluca. Destaca la línea Höllentalbahn, en Alemania, con pendientes de 55 milésimas (5.5%). También es digna de mención la línea Uetliberg, en el área metropolitana de Zúrich (Suiza). Esta línea presta servicio de cercanías y tiene pendientes de 50 milésimas en el tronco principal (5%), llegando a las 79 milésimas (7.9%) en un ramal de la línea.

Por otra parte, la evolución del material rodante ferroviario en los últimos años ha permitido la adopción de pendientes cada vez mayores.

Se consultó a fabricantes de material rodante, comprobándose que el valor adoptado de 50 milésimas (5%) es factible, siempre y cuando los

trenes que circulen por la nueva infraestructura estén preparados. Para ello se hace necesario aumentar el número de ejes motores respecto de los diseños habituales.

En zona de estaciones la pendiente para garantizar la seguridad de que un tren no se mueva durante una parada por olvidar accionar el freno de estacionamiento será 0%. Excepcionalmente se podrá admitir en zonas de andenes una pendiente de hasta 2 milésimas (0.2%).

3.2.2. Radio vertical

Las curvas verticales se diseñan generalmente como parábolas (Polinomios de segundo grado) o como curvas circulares. Estas pueden ser diseñadas sin curvas de transición.

Una curva vertical en una vía divergente de cambios peraltados y cruces puede ser de un orden de polinomio más grande que una parábola.

El parámetro mínimo en acuerdos verticales para una velocidad de 160 km/hr a considerar en el proyecto se muestra a continuación:

- Situación normal 9,000 m
- Situación excepcional 6,300 m

3.2.3. Pendiente mínima en túnel, túnel falso y corte

En los tramos en túnel o en túnel falso existe una limitación adicional para las pendientes, que viene dada por la necesidad de garantizar un correcto drenaje de la infraestructura. La pendiente mínima normal en túneles, túneles falsos y cortes será de 5 milésimas (0.5%), pudiendo llegarse excepcionalmente hasta 2 milésimas (0.2%) (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011)

3.2.4. Longitud mínima de curvas verticales

La longitud del acuerdo vertical estará en función directa del parámetro de la parábola y de la diferencia de pendiente entre las rasantes a enlazar, tal como se muestra en la fórmula siguiente:

$$L(m) = K * \theta$$

Las longitudes mínimas para las curvas verticales se calculan a partir de las siguientes fórmulas (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011):

- En situación normal $L_{min}(m) \geq \frac{V_{MÁX}}{2}$
- En situación excepcional $L_{min}(m) \geq \frac{V_{MÁX}}{3}$

Teniendo en cuenta que la velocidad de proyecto es de 160 km/hr, se tendrá una longitud mínima excepcional de 53.3 m.

Para la situación normal, se obtienen 80 metros de longitud mínima.

3.2.5. Longitud mínima en tangente

Las longitudes mínimas para las tangentes verticales se calculan a partir de las siguientes fórmulas (ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS, 2011):

- En situación normal $L_{min}(m) \geq \frac{V_{MÁX}}{2}$
- En situación excepcional $L_{min}(m) \geq \frac{V_{MÁX}}{3}$

Teniendo en cuenta que la velocidad de proyecto es de 160 km/hr, se tendrá una longitud mínima excepcional de 53.3 m.

Para la situación normal, se obtienen 80 metros de longitud mínima.

4. DISEÑO GEOMÉTRICO TRANSVERSAL

El cálculo de los gálidos tiene como objetivo definir la geometría transversal dependiendo el tipo de solución de la vía (Viaducto, Túnel, Terracería) permitiendo el paso del material rodante y del personal de mantenimiento y operación, así como de las instalaciones necesarias para el buen funcionamiento del tren.

En los siguientes apartados se detallarán las consideraciones para el cálculo de gálidos horizontales y verticales para el diseño transversal del tren, sin embargo, se anticipa que debido a la extensión de las fórmulas solo se deja la referencia en las cuales fueron comprobados los gálidos mediante el apoyo de hojas de cálculo.

En el anexo D se muestran los cuadros con las fórmulas a utilizar en el cálculo de los gálidos límite y nominal y un ejemplo de los planos de diseño geométrico en transversal del tren, mostrando secciones en terracerías incluyendo las recomendaciones indicadas en el apartado de geotecnia, debido a que las secciones en viaducto y túnel ya han sido detalladas en el presente documento (Ministerio de Fomento; Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria, 2015).

4.1. GÁLIDO

Se entiende por gálido la sección que hay que respetar en un cadenamiento o a lo largo de toda la longitud de la vía.

Para el diseño geométrico transversal el gálido se consideró como un contorno de referencia más unas reglas de aplicación, que afectan por una parte al material rodante, y por otra a la obra civil y a las instalaciones. El cumplimiento de estas reglas de aplicación debe garantizar la

seguridad de la circulación, por no existir interferencias de los vehículos con la obra civil y las instalaciones, o entre los vehículos. Es necesario diferenciar entre el gálibo del material rodante y el gálibo de las instalaciones fijas.

De acuerdo al análisis realizado, se ha seleccionado como contorno de gálibos de referencia, los gálibos definidos en (Ministerio de Fomento; Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria, 2015) y para hacer las ampliaciones de gálibos que quedan fuera de esta norma se emplea el procedimiento descrito en la norma (AREMA, 2012).

Para el cálculo de los gálibos del material rodante y de implantación de obstáculos se considerarán los siguientes casos:

- a) Vehículo circulando a la máxima velocidad

Se considerará el efecto de la insuficiencia de peralte en el cálculo de las secciones externas del vehículo. Asimismo se considerará el efecto de la insuficiencia de peralte en la determinación del gálibo de implantación de obstáculos en el lado exterior de la curva

- b) Vehículo parado. Se considerará el efecto del peralte en el cálculo de las secciones internas del vehículo, así como en la determinación del gálibo de implantación de obstáculos en el lado interior de la curva

4.1.1. Gálibo del material rodante

Para el gálibo del material rodante, son de aplicación los siguientes conceptos (Ministerio de Fomento; Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria, 2015):

- Gálibo estático: es la envolvente de las posiciones extremas susceptibles de ser tomadas por los puntos del vehículo por

efecto de los desplazamientos verticales debidos a desgastes, suspensión y desplazamientos geométricos debidos a la circulación en curva y a los juegos existentes entre las cajas de grasa y los ejes, así como entre la caja del vehículo y las cajas de grasa

- Gálíbo cinemático: es la envolvente de las posiciones extremas que pueden alcanzarse como consecuencia de los desplazamientos anteriores más los debidos a las oscilaciones laterales de la caja causadas bien por efecto de la fuerza centrífuga en las curvas, bien por desigualdades en el reparto de cargas, y asimetría por fallo de las suspensiones. El gálíbo cinemático constituye el límite absoluto de referencia dentro del cual existe la posibilidad de intercepción por el material rodante.

El gálíbo del material rodante se obtendrá a partir de los contornos de referencia cinemáticos y de las reglas asociadas para el gálíbo cinemático.

El contorno resultante define el perfil constructivo máximo del material rodante apto para circular, tanto en recta como en curva.

Dentro del gálíbo del material rodante se incluyen las siguientes tolerancias de construcción del vehículo:

- 0.0100 m, en la altura de las partes altas y bajas
- 0.0025 m, en el semiancho del vehículo

Las reducciones y ampliaciones a considerar en la modificación del contorno de referencia cinemático serán las siguientes:

1. Reducciones verticales en las partes inferior y superior del contorno de referencia, para considerar posibles desplazamientos verticales debidos a:
 - a. Desgastes de los elementos de rodadura del vehículo
 - b. Deformaciones de la estructura del vehículo
 - c. Efecto de la suspensión
 - d. Inscripción del vehículo en acuerdos verticales
2. Reducciones del semiancho del contorno de referencia cinemático (b_{CR}) para considerar los posibles desplazamientos cinemáticos laterales ($D_{pl_{cin}}$) debidos a:
 - a. Desplazamientos geométricos (dg) por inscripción en curva, entre el eje de simetría del vehículo y el de la vía
 - b. Holguras laterales entre eje de ruedas y vía (w_v)
 - c. Holguras laterales entre eje de ruedas y bastidor de bogie o entre eje de ruedas y caja, en vehículos sin bogie (q)
 - d. Holguras laterales entre bastidor de bogie y caja (w)
 - e. Desplazamientos cuasi estáticos (z_1) debidos a un exceso (D_o) o insuficiencia (I_o) de peralte, para un coeficiente de flexibilidad de la suspensión s

Este desplazamiento deberá aumentarse en aquellos vehículos cuyos valores de s o h_c supongan un desplazamiento adicional, respecto al considerado en la determinación del gálibo de implantación de obstáculos para un exceso ($D_{máx}-D_o$) o insuficiencia de peralte ($I_{máx}-I_o$), con los valores de s_o y h_{c_o}
 - f. Desplazamientos (z_2) por disimetría en exceso sobre 1° , debida a eventuales tolerancias de construcción o reglaje, o a reparto asimétrico de las cargas
3. Ampliación del semiancho del contorno de referencia con los “salientes” (S), en función del radio de curva de inscripción del vehículo (R) y del ancho de vía (I)

No se tendrán en cuenta para el cálculo del gálibo del material rodante, aunque sí para el cálculo del gálibo de implantación de obstáculos, los desplazamientos, respecto a la posición media del vehículo en la vía, causados por:

- a. Efectos cuasiestáticos laterales debidos a un exceso (D) o insuficiencia (I) de peralte comprendido entre D_o o I_o y el máximo posible en cada caso, para un coeficiente de flexibilidad s_o
- b. Efectos cuasiestáticos verticales debidos a un exceso (D) o insuficiencia (I) de peralte comprendido entre D_o o I_o y el máximo posible en cada caso, para un coeficiente de flexibilidad s_o
- c. Giros aleatorios del material rodante por disimetría $\eta_o \leq 1^\circ$ debida a eventuales tolerancias de construcción o reglaje (α_{susp}), o a reparto asimétrico de la carga (α_c)
- d. Giros aleatorios por oscilación del material rodante en su interacción dinámica con la vía, a causa de las irregularidades de ésta (α_{osc})
- e. Efectos geométricos y cuasiestáticos debidos a defectos de alineación ($T_{vía}$), nivelación (T_N) o peralte (T_D) de la vía, respecto a su valor teórico
- f. Márgenes complementarios para reserva de infraestructura e incremento de la seguridad (M_{3b} y M_{3h})

La determinación de los desplazamientos verticales, permite definir la altura mínima de las partes bajas y la altura máxima de las partes altas del gálibo del material rodante.

Análogamente, la determinación de los desplazamientos horizontales, junto con el saliente correspondiente, permite calcular la reducción del

semiancho del contorno de referencia, a fin de obtener el gálibo del material rodante.

El perfil constructivo del vehículo deberá estar contenido dentro del gálibo del material rodante.

4.1.2. Gálibo de las instalaciones fijas

El gálibo de implantación de obstáculos es el espacio en torno a la vía, que no debe ser invadido por obstáculos, ni por vehículos que circulen por las vías adyacentes, al objeto de preservar la seguridad en la explotación (Ministerio de Fomento; Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria, 2015).

Se consideran tres tipos de gálibo de implantación obstáculos:

- a) Gálibo límite. Se define para un punto o tramo de línea. Delimita el espacio que no debe invadir ningún obstáculo en circunstancia alguna, a fin de permitir la circulación normal de los vehículos, más una reserva para considerar las variaciones tolerables de la posición de la vía que se producen entre dos operaciones normales de mantenimiento. Este gálibo se utiliza, por ejemplo, para comprobar si es posible el paso de transportes excepcionales por un determinado punto
- b) Gálibo nominal. Se define para un punto o tramo de línea. Es similar al gálibo límite, pero incorporando unos márgenes complementarios para la circulación de transportes excepcionales, incrementos de velocidad, etc.
- c) Gálibo uniforme. Se define para una línea. Es un gálibo nominal obtenido para una envolvente de parámetros (radios, peraltes, etc.) suficientemente desfavorables, que no se superan en la mayor parte de la línea. De esta forma se puede utilizar un

único gálibo para toda ella, comprobando que no se superan los parámetros de partida.

Las reducciones y ampliaciones a considerar en la modificación del contorno de referencia cinemático serán las siguientes:

1. El semiancho del contorno de referencia, se ampliará con los desplazamientos laterales siguientes:
 - a. Salientes (S_i, S_a)
 - b. Desplazamientos cuasiestáticos laterales (qs) debidos a exceso o insuficiencia de peralte comprendido entre D_o y D , o entre I_o e I , para un coeficiente de flexibilidad s_o
 - c. Desplazamientos aleatorios laterales (M_1+M_2), debidos a:
 - i. Desplazamiento de la vía ($T_{vía}$)
 - ii. Desviaciones en el peralte (T_D)
 - iii. Disimetrías del vehículo (η_o)
 - iv. Oscilaciones del vehículo debidas a irregularidades de la vía (α_{osc})
 - d. Márgenes complementarios (M_{3b})
2. Las cotas verticales del contorno de referencia, se ampliarán en las partes altas o se reducirán en las partes bajas con los desplazamientos debidos a:
 - a. Inscripción en acuerdos verticales (Δh_{RV})
 - b. Desplazamientos cuasiestáticos perpendiculares al plano de rodadura (Δh_{PT}) debidos a exceso o insuficiencia de peralte comprendido entre D_o y D , o entre I_o e I , para un coeficiente de flexibilidad s_o
 - c. Desplazamientos aleatorios perpendiculares al plano de rodadura
 - d. Márgenes complementarios (M_{3b})

Debido a la escasa probabilidad de concurrencia simultánea de todos los desplazamientos aleatorios, se contabilizarán con un valor igual a K veces su media cuadrática en el caso del gálibo límite de implantación de obstáculos.

Se considerarán las dos situaciones siguientes:

- Vehículo circulando a la máxima velocidad permitida (máxima insuficiencia de peralte I)
- Vehículo parado (máximo exceso de peralte D).

Para cada una de ellas, se consideran dos casos:

- Máximo desplazamiento lateral junto con su desplazamiento máximo compatible perpendicular al plano de rodadura; en lados interior y exterior de la curva
- Máximo desplazamiento perpendicular al plano de rodadura junto con su desplazamiento máximo lateral compatible; en lados interior y exterior de la curva.

Debido a la mayor probabilidad de concurrencia simultánea de todos los desplazamientos aleatorios, éstos se sumarán directamente para el caso del gálibo nominal de implantación de obstáculos.

Respecto al gálibo de las instalaciones fijas, todas las obras e instalaciones deben respetar el gálibo de implantación de obstáculos, que se define como el área en la cual no pueden existir ni elementos fijos ni elementos de la infraestructura, teniendo en cuenta una reserva para situaciones excepcionales. El contorno de referencia del gálibo de implantación de obstáculos define el contorno límite que han de respetar la obra civil y las instalaciones de la nueva línea.

El gálibo de implantación de obstáculos se define para partes altas y bajas como sigue:

- Partes altas son aquellas que se encuentran a más de 0.40 metros de altura sobre el plano de rodadura definido por los dos carriles. Se exceptúan los andenes, donde se requiere que haya proximidad al vehículo
- Partes bajas son aquellas que se encuentran a menos o igual de 0.40 metros de altura sobre el plano de rodadura definido por los dos carriles

El gálibo de implantación de obstáculos envuelve al contorno dinámico del vehículo, por considerar adicionalmente las posibles desviaciones de la ejecución de la obra civil y de la colocación de la vía e instalaciones. Para el presente proyecto se ha considerado el Gálibo GC y el Gálibo GI3 para partes bajas, que pueden verse en las figuras siguientes:

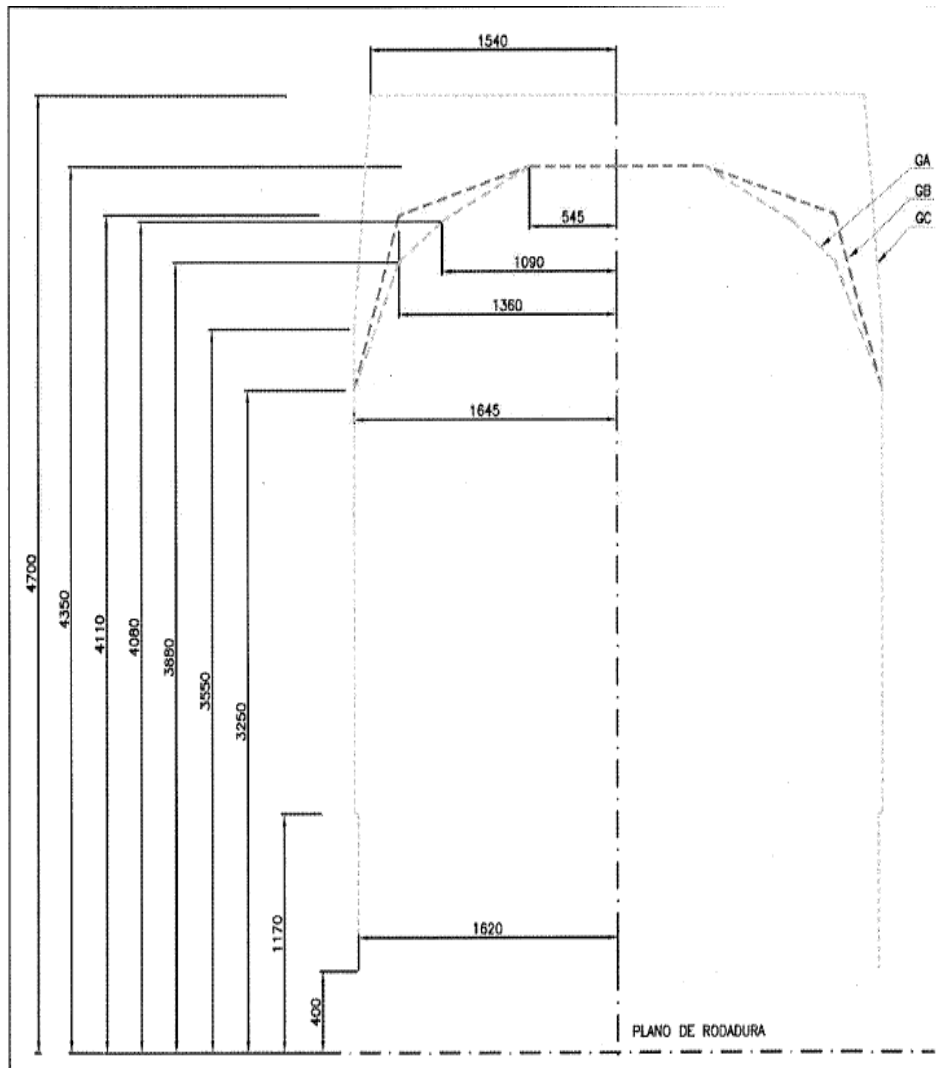


FIGURA 20 Dimensiones de los contornos de referencia de los gálbos cinemáticos GA, GB y GC, de partes altas

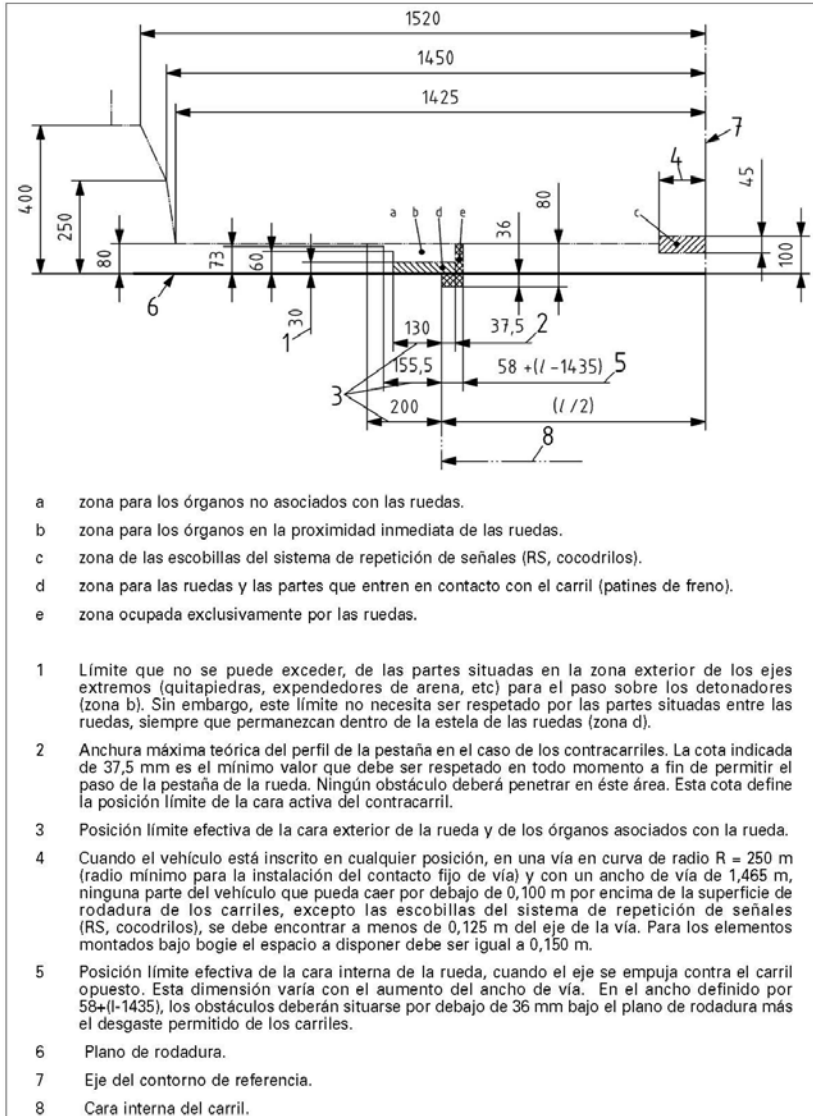


FIGURA 21 Contorno de referencia GI3 de partes bajas

El gálibo seleccionado denominado “GC” es el único que cumple los siguientes criterios:

- Interoperabilidad. Se ha escogido un contorno que sea interoperable con toda la red ferroviaria. De esta forma se garantiza la disponibilidad de una gran variedad de material rodante
- Alimentación eléctrica mediante catenaria
- Corresponde a una línea de nueva construcción

Para solucionar problemas de gálibo en un punto determinado se podrá optar por:

- Aumentar el radio de la curva en planta, lo que reduce el saliente y por tanto la distancia de los obstáculos a la vía. Esta medida es poco útil en el caso de $R > 250\text{m}$ y anchos de vía internacional
- Desplazar (ripar) lateralmente el eje de la vía (p.ej. en túneles en curva con peralte en los que el eje de la sección del túnel pasa por el eje de la vía)
- Disminuir el peralte, lo que reducirá la velocidad de circulación en ese punto
- Disponer vía en placa, a fin de eliminar los posibles desplazamientos laterales y defectos de nivelación de la vía, así como las interacciones entre vehículo y vía

El gálibo de implantación de obstáculos se define como se muestra en la siguiente figura:

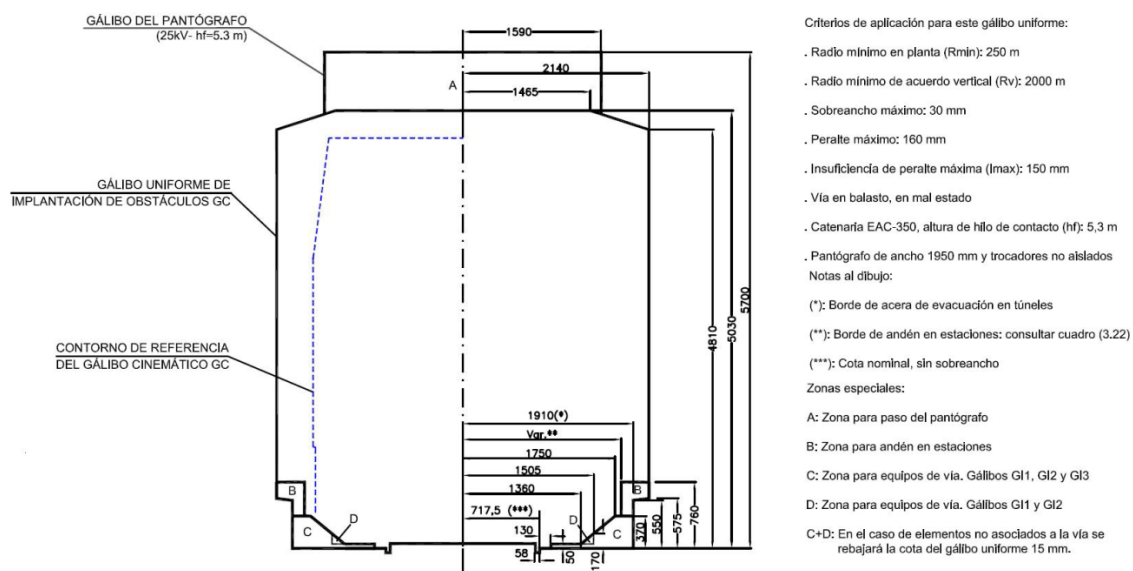


FIGURA 22 Gálibo uniforme GC

4.1.3. Gálibo vertical

Respecto al gálibo vertical, se ha adoptado un gálibo vertical normal de 7.00 metros. Este valor viene condicionado por la adopción de catenaria aérea convencional, que es la adecuada para la velocidad de proyecto (160 km/h).

Excepcionalmente, ha sido necesario recurrir a un gálibo vertical de 6.50 metros en túnel.

4.2. ANCHO DE VÍA

El ancho de vía se define como la distancia entre las caras interiores de las cabezas de los carriles, medida a 14 mm por debajo del plano de rodadura. Se ha adoptado el ancho de vía internacional (1,435 mm). Se trata del valor más extendido en el mundo. En consecuencia, existe una amplia variedad de material rodante en el mercado para este ancho de vía.

4.3. ENTREVÍA

La entrevía es la distancia existente entre los ejes de dos vías contiguas. En el caso de vías con el mismo peralte, la entrevía será la distancia ortogonal entre las normales a los planos de rodadura que pasan por los ejes de ambas. En el caso de vías con diferente peralte, será la distancia medida paralelamente a la vía de menor peralte, entre la normal al plano de rodadura por el eje de la vía de menor peralte y la paralela que pasa por el eje de la vía de mayor peralte (Ministerio de Fomento; Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria, 2015).

El valor mínimo de la entrevía de dos vías debe garantizar el paso del tráfico con total seguridad, respetando los gálibos elegidos y evitando cualquier riesgo de interferencia entre los vehículos, teniendo en cuenta los efectos aerodinámicos entre éstos. Cuanto mayor es la velocidad de diseño, mayor es la entrevía a adoptar.

Se ha considerado una entrevía de 4.000 m. Hay que indicar que este valor está del lado de la seguridad. En concordancia con los valores indicados en la Normativa aplicada, la entrevía mínima correspondiente a una velocidad de diseño de hasta 160 km/h es de 3.808 m en situación excepcional.

Distancia nominal de entrevía (Valores normales)	
Velocidad (km/hr)	Entrevía nominal (m)
$V_{\text{máx}} \leq 140$	3.808
$140 < V_{\text{máx}} \leq 200$	4.000
$200 < V_{\text{máx}} \leq 250$	4.300
$250 < V_{\text{máx}} \leq 350$	4.700

TABLA 18 Distancia nominal de entrevía (Valores normales)

Distancia nominal de entrevía (Valores excepcionales)	
Velocidad (km/hr)	Entrevía nominal (m)
$V_{\text{máx}} \leq 160$	3.808
$160 < V_{\text{máx}} \leq 200$	3.808
$200 < V_{\text{máx}} \leq 250$	4.000
$250 < V_{\text{máx}} \leq 300$	4.300
$300 < V_{\text{máx}} \leq 350$	4.500

TABLA 19 Distancia nominal de entrevía (Valores excepcionales)

La entrevía se mantiene de 4.000 m salvo en las zonas de estación con andén central en la cual es variable tanto a la entrada como a la salida de la estación y manteniendo una entrevía en la zona de estación de 13.2 m. En la zona de la entrada del túnel en la cual se separan los ejes ya que el

túnel se proyectará con cuerpos separados con una entrevía de 24 m y en la llegada a la estación Observatorio.

4.4. ANCHO DE PLATAFORMA

La dimensión prevista para la plataforma en superficie o en viaducto es de:

- 13.30 metros en vía doble
- 8.50 metros en vía única

La superestructura del viaducto elevado deberá dar cabida a dos vías de tren así como a pasillos de servicio. Asimismo hay que tener en cuenta el espacio necesario para situar los postes de electrificación, así como el resto de instalaciones de la vía. Se define una sección transversal de 13.30 m de anchura, capaz de dar cabida a todos estos elementos.

La sección transversal de viaducto elevado debe permitir albergar dos vías (una en cada sentido) del tren. La entrevía de las vías es de 4.00 m.

En la solución de viaducto sobre plintos, con respecto al nivel de rasante se tiene un desplante de los plintos de 0.43 m., la pendiente transversal del eje de la vía hacia el exterior es del 1% y del eje de poste de catenaria hacia el interior es del 1%. En viaductos con estructura de balasto se tiene que respecto del nivel de rasante a 0.4 m. esta el nivel de desplante del durmiente y un espesor de la capa de balasto de 0.3 m. con pendientes transversales del eje de la vía hacia el exterior del 1%, como se mostró en las figuras del apartado de CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA.

En la solución de superficie se tiene una estructura sobre balasto, con respecto a la rasante se tiene un desplante del durmiente de 0.4 m. un

espesor de balasto y sub-balasto de 0.3 m. y el espesor de la capa de forma variable de 0.4 a 0.6 m. la pendiente transversal es a dos aguas con un valor del 5% como se mostró en las figuras del apartado de CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA.

El tramo en subterráneo va en vía doble y se ejecutará mediante pantallas a cielo abierto (muros de concreto), con un ancho libre de la sección de 10.00 metros. Esta sección se distribuye de la siguiente manera:

- Entrevía de 4.00 metros
- 2*2.25 metros entre el eje de la vía y el borde de paseo lateral adyacente para mantenimiento o emergencia
- 2*0.75 metros para los mencionados paseos laterales

En la solución de túnel falso, con respecto al nivel de rasante se tiene un desplante del riel de 0.22 m, la pendiente transversal del eje de la vía hacia el exterior es del 1% y del muro de concreto hacia el interior es del 1% como se mostró en las figuras del apartado de CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA.

Para el túnel de la Marquesa, de 4.6 kilómetros de longitud, se recurrirá a una sección bitubo (un túnel para cada vía). Cada tubo se construirá mediante tuneladora, con un diámetro interior de 7.30 m. Dentro de la sección libre, la distribución es asimétrica, y se distribuye de la siguiente manera:

- 3.489 metros entre el eje de la vía y el hastial exterior, que no tiene paseo lateral
- 3.811 metros entre el eje de la vía y el hastial interior, que dispone de un paseo lateral, cuyo borde se sitúa a 1.91 metros del eje de la vía

Finalmente en la solución de túnel se tiene que respecto al nivel de rasante un desplante del riel de 0.22 m. las pendientes transversales van del exterior hacia el interior con un valor del 1% como se mostró en las figuras del apartado de CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA.

Las dimensiones de plataforma expuestas permiten la ubicación de las instalaciones de electrificación, seguridad y comunicaciones necesarias, además de prever el pasillo de mantenimiento habitual en este tipo de actuaciones.

En las estaciones se ha considerado una distancia de 1.70 metros del eje de la vía al borde del andén. La altura entre cota de cabeza de riel y andén es de 68 centímetros, la habitual en las estaciones con servicio exclusivo de trenes interurbanos de pasajeros.

4.5. SIMULACIÓN DE MARCHA

4.5.1. Metodología

Con el objeto de analizar los tiempos de recorrido se ha procedido a la realización de una serie de simulaciones de marcha tipo. De esta manera se obtienen con una precisión suficiente, los valores de la energía consumida, velocidad, aceleración, esfuerzo, etc. de cada escenario estudiado.

El movimiento del tren considerado a lo largo del diseño geométrico propuesto se ha simulado mediante un modelo matemático, desarrollado internamente y aplicado con éxito en numerosos proyectos ferroviarios.

El movimiento del material rodante a lo largo del diseño geométrico analizado, y por lo tanto su simulación, depende de:

- Características exigidas al material rodante

- Características del diseño geométrico
- Criterios de explotación
- Instalaciones fijas

Los resultados obtenidos se utilizaron en el estudio del modelo operativo, incluyendo el dimensionamiento de la flota de material rodante necesaria.

El modelo de simulación, plantea la ecuación del movimiento, calculando en cada momento la posición, utilización de motores y/o frenos, aceleración, energía consumida, energía mecánica demandada, etc.

La ecuación del movimiento del material rodante, que se resuelve numéricamente, utiliza como variable independiente el tiempo o bien la velocidad, de acuerdo con las circunstancias particulares del punto del eje de la vía. En concreto, se utiliza la siguiente información:

- Características del material rodante:
 - Curvas de tracción y frenado en función de la velocidad de marcha
 - Curva de intensidad eléctrica demandada en función del esfuerzo tractor/velocidad
 - Ecuación de resistencia frente al avance
 - Peso total, peso adherente, coeficiente de masas giratorias, número total de ejes, longitud total, sección frontal del vehículo y coeficiente de resistencia aerodinámica
- Características del diseño geométrico:
 - Alineaciones y radios de curvatura en planta
 - Perfil longitudinal
 - Localización de estaciones
 - Peraltes
- Criterios de simulación:

- Velocidad máxima de operación de acuerdo con una tolerancia de cálculo especificada
- Aceleración, deceleración y sobre aceleración (Jerk) máximas de operación
- Aceleración máxima transversal no compensada a nivel de vía
- Máxima variación de dicha aceleración transversal no compensada
- Aceleración vertical máxima
- Tiempos de parada en cada una de las estaciones
- Limitaciones funcionales de velocidad, distintas de las que puedan resultar por la existencia de curvatura en planta
- Puntos del eje de la vía a partir de los cuales se desea que se inicie un posible régimen de deriva del tren

El cálculo tiene su origen en la Ecuación Fundamental de la Dinámica y la fórmula de Davis (Togno, 1982, págs. 135-136):

$$F = m \times a$$

$$F = K1 + (K2 * v) + (K3 * v^2)$$

Dónde:

- Fuerza F (kN) = Tracción (o Frenado) - S Resistencias = Fi - [Rn + (Rr + Rc + Rt)]
- Fi: fuerza de tracción Ft (si es positiva) o fuerza de frenado Ffr (si es negativa)
- Rn: resistencia en marcha normal
- Rr: resistencia adicional en rampa: $Rr = \frac{(P+Q)*1000*pend}{\sqrt{(1+pend^2)}}$ donde, (P+Q): peso total del tren (kN), pend: pendiente (m/m)

- Rc: resistencia adicional en curva: $Rc = (P + Q) * \left(\frac{400}{(radio-20)}\right)$
donde, (P+Q): peso total del tren (kN), radio: radio de curvatura en planta (m)
- Rt: resistencia adicional en túnel, $Rt = (Rn'' - Rn)$, donde: $Rn'' = Rn * \text{factor de túnel}$
- m (kg): masa del tren = peso (kN) / g , (g: aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²)
- a (m/s²): aceleración del tren
- v velocidad del tren en m / seg
- K1: Constante para la resistencia al avance independiente de la velocidad
- K2: Constante para la resistencia al avance dependiente de la velocidad a la primera potencia
- K3: Constante para la resistencia al avance dependiente del cuadrado de la velocidad

Partiendo de dichas expresiones, y procediendo por incrementos finitos de tiempo, el programa calcula los diferentes parámetros de marcha (velocidad y aceleración, etc.), así como la posición del tren en cada instante, con las restricciones o condicionantes impuestos en cada momento y posición (Togno, 1982, págs. 131-175).

4.5.2. Caracterización del material rodante

A continuación se presentan las características del material rodante simulado:

- Tren de 1,400 plazas de capacidad
- Peso total del tren P (kN): 4,549
- Sección transversal de los vagones del tren: 12.4 m²
- Longitud total del tren: 200 m

4.5.3. Caracterización de la infraestructura

A continuación se recogen las principales características del diseño geométrico:

- Radio mínimo de 250 m para curvas horizontales
- Se deben de evitar curvas horizontales en zonas de andén en estaciones, pero en casos excepcionales en que esto no fuera posible evitar esta situación se sugiere un radio mínimo de curvatura de 600 m
- Se debe considerar un exceso de peralte de 80 mm y un peralte máximo de 100 mm, para el diseño
- El peralte no compensado no deberá exceder de 150 mm y su velocidad de variación no deberá exceder de 55 mm/seg
- Pendientes recomendables para el alineamiento vertical:
 - En vía libre: máxima en condiciones normales 5.25%
 - En estaciones: máxima de 0.20 % y mínima (recomendable) de 0.00%

4.5.4. Criterios de explotación adoptados

Los valores de diseño adoptados están de acuerdo con la explotación prevista de la línea y con los valores habitualmente adoptados en la explotación del tipo de líneas ferroviarias que ocupa.

Los valores finalmente considerados en el modelo de simulación de marcha han sido los siguientes:

- Velocidad máxima de funcionamiento: 160 km/h
- Aceleración máxima en régimen de explotación: 0.65 m/s^2
- Frenado máximo en régimen de explotación: 1.0 m/s^2
- Aceleración transversal máxima no compensada a nivel de vía: 1.0 m/s^2

- Resistencia a la rodadura y efectos aerodinámicos

La velocidad comercial está en el orden de los 90 km/h como se puede ver en el gráfico de marchas mostrado más adelante. La velocidad comercial se haya con el cociente entre la distancia entre Zinacantepec y Observatorio y la suma del tiempo de marcha más el tiempo de parada en estaciones. El tiempo de parada considerado para cada estación intermedia es de 65 segundos. Mientras que el tiempo de parada en terminales es de 140 segundos. Para permitir la inversión de marcha se deberá contar con el apoyo de un conductor de refuerzo. Para alcanzar dicha velocidad comercial, la velocidad máxima se sitúa en los 160 km/h.

4.5.5. Resultados

Se incluyen a continuación de forma tabular los resultados obtenidos para las simulaciones de marcha realizadas con los parámetros antes indicados y los diferentes materiales rodantes utilizados.

I/V	Origen	T.parada	Hora_Salida (h:m:s)	Destino	Hora_Llegada (h:m:s)
I	Zinacantepec	0:00:00	0:00:00	Terminal de Autobuses	0:03:18
I	Terminal de Autobuses	0:01:05	0:04:23	Metepec	0:08:03
I	Metepec	0:01:05	0:09:08	Lerma	0:12:33
I	Lerma	0:01:05	0:13:38	Santa Fe	0:30:03
I	Santa Fe	0:01:05	0:31:08	Observatorio	0:37:07
V	Observatorio	0:00:00	0:00:00	Santa Fe	0:06:39
V	Santa Fe	0:01:05	0:07:44	Lerma	0:23:30
V	Lerma	0:01:05	0:24:35	Metepec	0:28:01
V	Metepec	0:01:05	0:29:06	Terminal de Autobuses	0:32:57
V	Terminal de Autobuses	0:01:05	0:34:02	Zinacantepec	0:37:30
I sentido de ida, V sentido de vuelta					

TABLA 20 Tiempos comerciales (incluyendo paradas)

No.	I/ V	T. cálculo(s)	E. consum. (kWh)	E.regen. (kWh)	vel.medi a (km/h)	Distancia (m)	T.marc ha (s)
Zinacantepec - Terminal de Autobuses	I	198.3	89.9	-117.0	106.6	5,873.96	198.3
Terminal de Autobuses - Metepec	I	219.8	73.4	-107.0	116.0	7,082.82	219.8
Metepec – Lerma	I	205.0	100.5	-84.8	110.4	6,285.41	205.0
Lerma – Santa Fe	I	985.1	654.9	-512.5	108.4	29,663.92	985.1
Santa Fe - Observatorio	I	359.2	87.7	-329.1	84.7	8,445.78	359.2
Observatorio – Santa Fe	V	398.7	333.5	-40.3	76.3	8,445.78	398.7
Santa Fe – Lerma	V	946.2	607.5	-479.1	112.9	29,663.92	946.2
Lerma – Metepec	V	206.2	127.1	-84.9	109.7	6,285.41	206.2
Metepec – Terminal de Autobuses	V	230.8	176.8	-76.9	110.5	7,082.82	230.8
Terminal de Autobuses - Zinacantepec	V	207.7	151.3	-74.8	101.8	5,873.96	207.7
I sentido de ida, V sentido de vuelta							

TABLA 21 Simulación de marcha

I/V	T.comercial (h:m:s)	E.consum.(kW h)	E.regen.(kW h)	Vel.comercial(km/ h)	Distancia_total (m)
I	0:37:07	1,006.4	-1,150.4	93	57,351.9
V	0:37:30	1,396.3	-755.9	92	57,351.9
<i>Medi a</i>	<i>0:37:18</i>	1,201.3	-953.1	92.5	57,351.9
<i>Suma</i>	<i>1:14:37</i>	2,402.7	-1,906.3	92.5	114,708.78

TABLA 22 Resumen de la simulación de marcha

A continuación se muestra el gráfico de marcha obtenido:

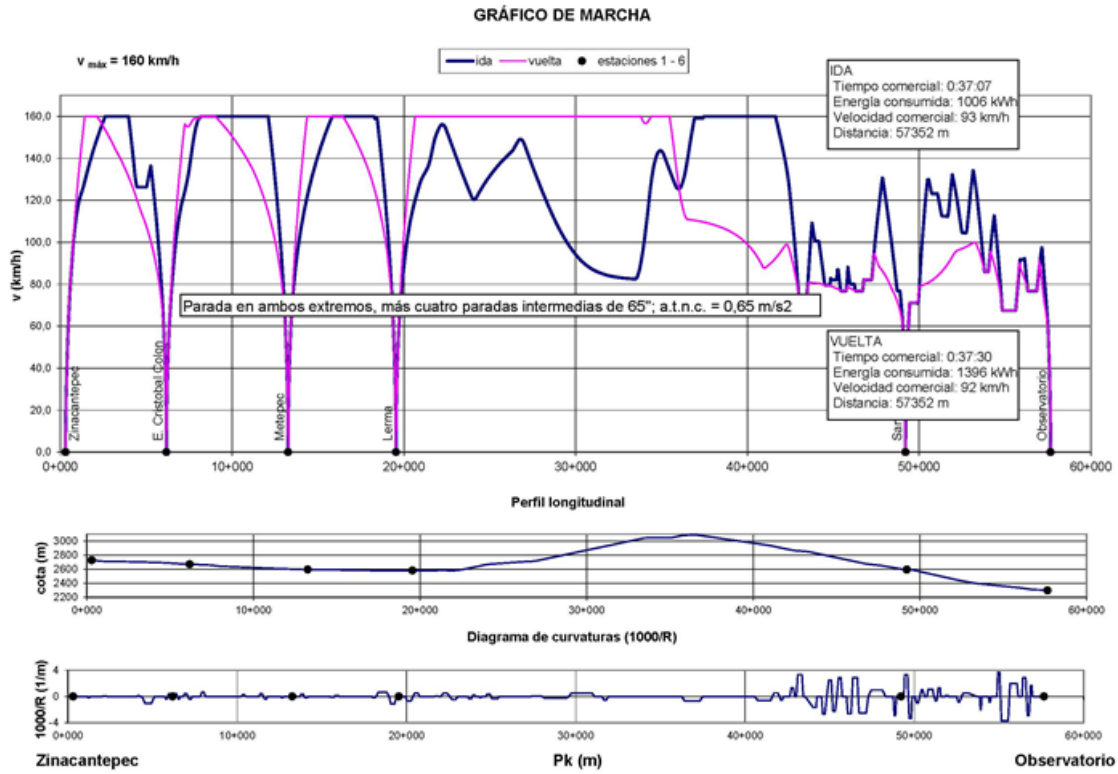


FIGURA 23 Gráfico de marcha

5. LOCALIZACIÓN DE POSIBLES MEJORAS

En el presente capítulo se mencionarán las posibles mejoras al proyecto geométrico del tren, sin embargo, las propuestas de mejoras al ser mínimas no tendrán un impacto económico medible en esta etapa, ya que la propuesta planteada económicamente es la más viable, como referencia se presentarán los montos de inversión, el costo total del proyecto es de 32,008.86 millones de pesos sin incluir IVA. De este total, 23,142.00 millones corresponden a obra civil, 5,679.00 millones a instalaciones ferroviarias y 3,187.86 millones a material rodante.

Inversión total	Total (mdp)	%
Obra civil	23,142.00	72.30
Instalaciones ferroviarias	5,679.00	17.74
Material Rodante	3,187.86	9.96
Total	32,008.86	100.00

TABLA 23 Costo del proyecto sin incluir derecho de vía

El desglose de cada uno de los conceptos mencionados se presenta en las siguientes tablas.

Conceptos	Cantidad	Precio (mdp)	Total (mdp)
Km de túnel bitubo (vía única)	4.6	\$1,000.00	\$4,600.00
Excavación		\$600.00	\$2,760.00
Revestimiento		\$200.00	\$920.00
Vía		\$200.00	\$920.00
Km de viaducto prefabricado (H<30m)	38.3	\$200.00	\$7,660.00
Subestructura		\$80.00	\$3,064.00
Infraestructura		\$40.00	\$1,532.00
Superestructura		\$80.00	\$3,064.00
Km de viaducto in situ (30<H<60m)	4.2	\$500.00	\$2,100.00
Subestructura		\$200.00	\$840.00
Infraestructura		\$100.00	\$420.00
Superestructura		\$200.00	\$840.00
Km tramo en túnel falso	3.3	\$150.00	\$495.00

Conceptos	Cantidad	Precio (mdp)	Total (mdp)
Movimiento de tierras		\$110.00	\$363.00
Vías		\$40.00	\$132.00
Km tramo en superficie		\$100.00	\$730.00
Movimiento de tierras	7.3	\$60.00	\$438.00
Vías		\$25.00	\$182.50
Cerramiento		\$15.00	\$109.50
Ud paso inferior y superior		\$50.00	\$1,000.00
Movimiento de tierras	20	\$25.00	\$500.00
Estructura		\$10.00	\$200.00
Vía		\$15.00	\$300.00
Ud Estación terminal aérea		\$400.00	\$800.00
Cimentaciones	2	\$120.00	\$240.00
Estructura		\$120.00	\$240.00
Instalaciones		\$60.00	\$120.00
Acabados		\$100.00	\$200.00
Ud Estación de paso aérea		\$300.00	\$1,200.00
Cimentaciones	4	\$90.00	\$360.00
Estructura		\$105.00	\$420.00
Instalaciones		\$45.00	\$180.00
Acabados		\$60.00	\$240.00
Ud Talleres		\$700.00	\$700.00
Mantenimiento mayor	1	\$280.00	\$280.00
Mantenimiento menor		\$140.00	\$140.00
Cocheras		\$105.00	\$105.00
Edificios administrativos		\$105.00	\$105.00
Playa de vías		\$70.00	\$70.00
Imprevistos		20%	\$3,857.00
Total			\$23,142.00

TABLA 24 Costos de obra civil

Instalaciones ferroviarias	Total (mdp)
Electrificación	\$2,870.00
SEAT	\$717.50
SEAR	\$430.50
SAF	\$430.50
Catenaria	\$574.00
Alta y media tensión en estaciones	\$717.50
Señalización	\$1,332.00

Instalaciones ferroviarias	Total (mdp)
CBTC	\$666.00
Señalamiento lateral	\$333.00
Sistemas embarcados de tren	\$333.00
Comunicaciones	\$1,009.00
Red de fibra óptica	\$605.40
Voz y datos	\$201.80
Radiocomunicaciones	\$201.80
Boletaje	\$468.00
Máquinas de boletos	\$327.60
Software	\$140.40
Total	\$5,679.00

TABLA 25 Costos de instalaciones ferroviarias

Concepto	Total (mdp)
Monto por Unidad Eléctrica Motorizada (EMU)	159.39
Flota año de inicio	20.00
Total	3,187.86

TABLA 26 Costos del material rodante

5.1. MEJORAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA

A continuación se presentan los análisis realizados a los parámetros funcionales y geométricos de las dos vías planteadas para el tren.

El procedimiento realizado para la obtención de dichos parámetros fue calcular cada una de las variables utilizando el radio horizontal propuesto y la velocidad máxima de proyecto de 160 km/hr, una vez obtenidos los resultados se verificaron los parámetros que superaban el límite normal y cuando al menos uno superará el límite normal se utilizó un método de programación lineal para obtener los valores máximos de velocidad y peralte dejando como restricciones de las ecuaciones que se cumplan todos los valores normales de los parámetros funcionales.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los cálculos de cada uno de los parámetros para la vía izquierda, no se incluyen los valores de la vía derecha debido a que por las características del diseño geométrico los valores obtenidos son prácticamente los mismos.

P.K.	Radio (m)	Velocidad de circulación (Km/h)	L transición (m)	P (mm)	Rampa peralte (mm/m)	Insuficiencia de peralte (mm)	Aceleración transversal sin compensar (m/s ²)	Variación del peralte con el tiempo (mm/s)	Variación ángulo de giro de la vía (rad/s)	Variación de la insuficiencia con el tiempo (mm/s)	Variación de la aceleración no compensada con el tiempo (m/s ³)
	1275-1000	≤160	210-160	140-160	0.8-1	100-150	0.65-0.98	30-50	0.020-0.033	30-55	0.20-0.36
0+415	300	35	15	12	0.8	36	0.24	8	0.005	24	0.15
0+475	300	35	15	12	0.8	36	0.24	8	0.005	24	0.15
1+141	6050	160	50	30	0.6	20	0.13	27	0.018	18	0.12
2+017	11000	160	50	25	0.5	3	0.02	22	0.015	2	0.01
4+084	7550	160	50	30	0.6	10	0.07	27	0.018	9	0.06
4+375	945	130	165	130	0.8	82	0.53	28	0.019	18	0.12
5+727	1500	100	50	40	0.8	39	0.25	22	0.015	22	0.14
5+892	1500	100	50	40	0.8	39	0.25	22	0.015	22	0.14
6+294	1500	100	50	40	0.8	39	0.25	22	0.015	22	0.14
6+459	1500	100	50	40	0.8	39	0.25	22	0.015	22	0.14
6+817	2500	140	70	50	0.7	43	0.28	28	0.018	24	0.16
7+084	2500	140	70	50	0.7	43	0.28	28	0.019	24	0.16
7+820	1500	140	101	80	0.8	75	0.49	31	0.021	29	0.19
10+229	4000	160	100	55	0.5	21	0.14	24	0.016	9	0.06
11+287	2500	150	75	50	0.7	57	0.37	28	0.018	31	0.20
11+543	2500	150	75	50	0.7	57	0.37	28	0.019	32	0.21
12+594	5000	130	25	20	0.8	20	0.13	29	0.019	29	0.19
12+834	4000	110	25	20	0.8	16	0.10	24	0.016	19	0.13
12+986	4000	110	25	20	0.8	16	0.10	24	0.016	19	0.13
13+378	1250	70	25	20	0.8	26	0.17	16	0.010	21	0.13
13+470	1250	70	25	20	0.8	26	0.17	16	0.010	21	0.13
13+716	3000	140	50	40	0.8	37	0.24	31	0.021	29	0.19
13+959	5000	150	37	30	0.8	23	0.15	34	0.023	27	0.17
15+482	8000	150	25	20	0.8	13	0.09	34	0.022	22	0.15
15+752	8000	150	25	20	0.8	13	0.09	33	0.022	22	0.14
17+958	5000	160	46	30	0.7	31	0.20	29	0.019	30	0.19
18+195	1500	150	130	90	0.7	88	0.57	29	0.019	28	0.18
18+950	880	110	100	80	0.8	83	0.54	24	0.016	25	0.17
19+964	1310	130	100	80	0.8	73	0.47	29	0.019	26	0.17
20+376	1900	150	100	70	0.7	70	0.46	29	0.019	29	0.19
21+670	10075	160	50	25	0.5	5	0.03	22	0.015	5	0.03
22+025	2000	160	150	90	0.6	62	0.40	27	0.018	18	0.12
22+550	2000	160	150	90	0.6	62	0.40	27	0.018	18	0.12
23+636	3000	140	50	40	0.8	37	0.24	31	0.021	29	0.19
23+922	6000	140	26	20	0.8	19	0.12	30	0.020	28	0.18
24+158	4000	140	40	30	0.7	28	0.18	29	0.019	27	0.18

P.K.	Radio (m)	Velocidad de circulación (Km/h)	L transición (m)	P (mm)	Rampa peralte (mm/m)	Insuficiencia de peralte (mm)	Aceleración transversal sin compensar (m/s ²)	Variación del peralte con el tiempo (mm/s)	Variación ángulo de giro de la vía (rad/s)	Variación de la insuficiencia con el tiempo (mm/s)	Variación de la aceleración no compensada con el tiempo (m/s ³)
	1275-1000	≤160	210-160	140-160	0.8-1	100-150	0.65-0.98	30-50	0.020-0.033	30-55	0.20-0.36
24+336	4000	140	39	30	0.8	28	0.18	30	0.020	28	0.18
24+721	3000	140	50	40	0.8	37	0.24	31	0.021	29	0.19
25+000	3000	140	49	40	0.8	37	0.24	32	0.021	30	0.19
27+344	15100	160	44	20	0.5	0	0.00	20	0.013	0	0.00
28+001	4100	160	94	20	0.2	54	0.35	9	0.006	25	0.17
29+564	2000	160	154	90	0.6	62	0.40	26	0.017	18	0.12
31+559	1900	150	99	70	0.7	70	0.46	29	0.019	29	0.19
35+750	3000	140	50	40	0.8	37	0.24	31	0.021	29	0.19
35+950	3000	140	50	40	0.8	37	0.24	31	0.021	29	0.19
36+272	1500	150	133	90	0.7	88	0.57	28	0.019	28	0.18
40+548	1675	160	184	90	0.5	91	0.59	22	0.014	22	0.14
41+611	1852	140	87	65	0.8	60	0.39	29	0.019	27	0.18
42+015	1800	130	75	60	0.8	51	0.33	29	0.019	25	0.16
42+636	750	100	81	70	0.9	88	0.57	24	0.016	30	0.20
43+017	300	65	86	70	0.8	97	0.63	15	0.010	20	0.13
43+535	600	70	48	40	0.8	57	0.37	16	0.011	23	0.15
44+507	375	70	71	60	0.8	95	0.62	16	0.011	26	0.17
44+821	400	65	52	40	0.8	85	0.55	14	0.009	30	0.19
45+132	450	65	46	40	0.9	71	0.46	16	0.010	28	0.18
45+402	350	70	75	70	0.9	96	0.62	18	0.012	25	0.16
45+981	380	60	51	40	0.8	72	0.47	13	0.009	24	0.15
46+301	350	60	56	40	0.7	82	0.53	12	0.008	25	0.16
46+668	400	60	49	40	0.8	67	0.43	14	0.009	23	0.15
47+266	1020	140	173	130	0.8	98	0.64	29	0.019	22	0.14
48+747	350	60	48	38	0.8	84	0.55	13	0.009	29	0.19
49+370	300	60	54	40	0.7	102	0.67	12	0.008	32	0.21
49+630	300	55	44	35	0.8	84	0.55	12	0.008	29	0.19
50+022	1000	110	98	75	0.8	68	0.45	23	0.015	21	0.14
50+309	1000	120	100	75	0.8	96	0.62	25	0.017	32	0.21
50+734	900	100	76	60	0.8	72	0.47	22	0.015	26	0.17
51+157	1500	90	32	25	0.8	39	0.25	19	0.013	30	0.20
51+341	750	70	35	25	0.7	52	0.34	14	0.009	29	0.19
51+559	5000	140	35	25	0.7	21	0.14	28	0.018	24	0.16
51+814	5000	160	50	30	0.6	31	0.20	27	0.018	27	0.18
51+999	25000	160	25	10	0.4	2	0.01	18	0.012	4	0.02
52+502	1200	110	74	55	0.7	64	0.42	23	0.015	26	0.17

P.K.	Radio (m)	Velocidad de circulación (Km/h)	L transición (m)	P (mm)	Rampa peralte (mm/m)	Insuficiencia de peralte (mm)	Aceleración transversal sin compensar (m/s ²)	Variación del peralte con el tiempo (mm/s)	Variación ángulo de giro de la vía (rad/s)	Variación de la insuficiencia con el tiempo (mm/s)	Variación de la aceleración no compensada con el tiempo (m/s ³)
	1275-1000	≤160	210-160	140-160	0.8-1	100-150	0.65-0.98	30-50	0.020-0.033	30-55	0.20-0.36
52+782	1934	140	81	60	0.7	60	0.39	29	0.019	29	0.19
53+860	500	50	24	19	0.8	40	0.26	11	0.007	23	0.15
54+373	1200	85	40	30	0.8	41	0.27	18	0.012	25	0.16
54+870	270	55	48	35	0.7	98	0.64	11	0.007	31	0.20
55+078	270	55	48	35	0.7	98	0.64	11	0.007	31	0.20
55+599	500	65	40	30	0.8	70	0.46	14	0.009	32	0.21
56+346	350	60	50	40	0.8	82	0.53	13	0.009	27	0.18
56+612	350	60	50	40	0.8	82	0.53	13	0.009	27	0.18
56+822	600	65	35	25	0.7	58	0.38	13	0.008	30	0.19
57+422	300	35	13	10	0.8	38	0.25	7	0.005	29	0.19
57+462	300	35	13	10	0.8	38	0.25	7	0.005	29	0.19

TABLA 27 Resultados del análisis de parámetros para vía izquierda

La unión entre las ruedas y el riel es necesaria para mantener una operación segura. Tres causas principales de falla de la unión mencionada son:

- Montaje de la rueda al riel
- Vuelco del tren
- Exceder el límite de la fuerza lateral de una carga bajo la vía

Estas causas se relacionan con la insuficiencia y exceso de peralte, tanto como con el radio y el giro.

Para la insuficiencia de peralte las fuerzas laterales en la interface rueda-riel se puede dividir en dos componentes:

- Las fuerzas cuasi estáticas, que se relacionan al radio horizontal, la insuficiencia de peralte y la carga del eje
- Las fuerzas dinámicas, que se relacionan a la calidad de la vía, las variaciones de rigidez, las características del tren y la velocidad

Las combinaciones de radios pequeños, peraltes grandes, incrementa el riesgo del montaje de la rueda al riel, revisando la tabla de análisis de parámetros de vía no se encontraron combinaciones como la indicada, lo cual no implicará un riesgo de posible montaje de la rueda al riel.

Las condiciones de vuelco resultan cuando un vehículo en insuficiencia de peralte grande inicia una rotación alrededor del riel exterior. El criterio determinado para este riesgo es la fuerza vertical rueda-riel sobre el riel interno. La probabilidad de que ocurra este tipo de evento con trenes sin inclinación es pequeña desde que los límites para la insuficiencia de peralte son pequeños, debido al hecho de que el límite de

las fuerzas laterales de cambios de vías generalmente se alcanza en valores bajos de la insuficiencia de peralte.

Sin embargo, para la operación del tren inclinado, la combinación de la fuerza de inercia lateral y las fuerzas generadas de una ráfaga de viento puede resultar en fuerzas verticales nulas de las ruedas internas.

Si las fuerzas laterales rueda-riel (cuasi estáticas y dinámicas) son muy altas, las fuerzas causarán desplazamientos de la vía laterales permanentes. Estos defectos geométricos de la vía aumentarán con el tráfico. Este proceso puede conducir al descarrilamiento de un tren.

Cuando se tienen cambios abruptos de la insuficiencia del peralte, se presenta un jalón lateral de magnitud considerable y este se incrementa con la velocidad. Debido a que la aceleración lateral no compensada es proporcional a la insuficiencia de peralte se tiene que en la tabla de análisis de parámetros de vía solo se presenta un valor alto de insuficiencia de peralte y aceleración transversal sin compensar en la curva del km 49+370, sin embargo, apenas rebasan los límites normales sin llegar a los excepcionales.

A continuación se presentan los resultados y comentarios a las definiciones geométricas en planta de las dos vías tanto izquierda como derecha, presentando solo las alineaciones en donde se tienen comentarios, ya que prácticamente para la comprobación de las longitudes de transición utilizadas cumplieron aunque para velocidades bajas y se mostraron los resultados en la tabla anterior (Resultados del análisis de parámetros para vía izquierda), para la comprobación de la recta entre curvas de mismo signo de curvatura cumplieron todas las tangentes y para la comprobación de la recta entre curvas de signo contrario de curvatura también todas las tangentes cumplieron.

TIPO	LON GITU D	KM	RADIO	CURVA IZQ O DER	Longitud de Curva Circular mínima $V_{max}/3$ Excepcio nal ($160/3=53$.33 m)	Check List Radio Mínimo	Observaciones
CIRC.	356.0	-626.9	224	Derecha	ok	No Cumple	Zona de talleres, por la tanto si cumple ya que el radio mínimo en talleres es de 150 m
CIRC.	29.8	105.1	-250	Izquierda	No Cumple	No Cumple	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0 Zona de talleres, por la tanto si cumple ya que el radio mínimo en talleres es de 150 m. Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	35.8	134.9	300	Derecha	No Cumple	ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	30.3	430.0	300	Derecha	No Cumple	ok	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0. Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	30.3	490.4	-300	Izquierda	No Cumple	ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	41.4	13403.5	1250	Derecha	No Cumple	ok	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0. Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	41.4	13494.8	-1250	Izquierda	No Cumple	ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	478.4	52023.7	-25000	Izquierda	ok	ok	Entre dos alineaciones circulares del mismo signo hay una clotoide, la mejor alternativa es dejar dos clotoides y en medio una recta de mínimo 53.33 m
CIRC.	47.9	53884.1	-500	Izquierda	No Cumple	ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	14.0	57434.6	-300	Izquierda	No Cumple	ok	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0. Zona de circulación de baja velocidad
CIRC.	14.0	57474.6	300	Derecha	No Cumple	ok	Zona de circulación de baja velocidad

TABLA 28 Comprobación definiciones geométricas en planta vía izquierda

Para el caso de la vía derecha la comprobación de la recta entre curvas de mismo signo de curvatura cumplió en todas las tangentes.

TIP O	LON GIT UD	KM	RADI O	CURV A IZQ O DER	LC mínima Vmax/3 Excepcio nal (160/3=53.33 m)	Recta entre curvas de signo contrario de curvatura Vmax/3 Excepcio nal (160/3=53.33 m ó 0)	Check List Rc Mínimo	Observaciones
CIR C.	344.9	-0+620.3	220	DER	ok		No Cumple	Zona de talleres, por la tanto si cumple ya que el radio mínimo en talleres es de 150 m. Dos curvas circulares del mismo signo, sin tangente ni curvas clotoides
CIR C.	33.1	-0+275.4	300	DER	No Cumple		ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	33.2	0+106.0	300	DER	No Cumple		ok	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0 Zona de talleres, por la tanto si cumple ya que el radio mínimo en talleres es de 150 m. Zona de circulación de baja velocidad
RECTA	16.4	0+139.2				No Pasa		La velocidad entre tres no se cumple para la tangente, sin embargo como son curvas de signo contrario se puede tener 0
CIR C.	33.2	0+155.6	-300	IZQ	No Cumple		ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	41.5	13+403.9	-1400	IZQ	No Cumple		ok	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0. Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	41.5	13+495.5	1400	DER	No Cumple		ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	102.2	40+763.0	-1675	IZQ	ok		ok	Entre dos alineaciones circulares del mismo signo hay una clotoide, la mejor alternativa es dejar dos clotoides y en medio una recta de mínimo 53.33 m
CIR C.	32.1	51+432.6	750	DER	No Cumple		ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	478.1	52+050.9	-25000	IZQ	ok		ok	Entre dos alineaciones circulares del mismo signo hay una clotoide, la mejor alternativa es dejar dos clotoides y en medio

TIP O	LON GIT UD	KM	RADI O	CURV A IZQ O DER	LC mínima Vmax/3 Excepcio nal (160/3=53 .33 m)	Recta entre curvas de signo contrario de curvatura Vmax/3 Excepcio nal (160/3=53 .33 m ó 0)	Check List Rc Mínimo	Observaciones
								una recta de mínimo 53.33 m
CIR C.	46.5	53+911.8	-500	IZQ	No Cumple		ok	Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	14.0	57+462.6	300	DER	No Cumple		ok	Al ser curvas contrarias se cumple el valor de recta igual a 0. Zona de circulación de baja velocidad
CIR C.	14.0	57+502.6	-300	IZQ	No Cumple		ok	Zona de circulación de baja velocidad

TABLA 29 Comprobación definiciones geométricas en planta vía derecha

En general las definiciones geométricas en planta cumplen, salvo las alineaciones presentadas en las tablas anteriores, las cuales ya incluyen sus comentarios, otro mejora que se puede implementar en la definición geométrica en planta es la de utilizar curvas espirales simétricas, ya que en algunas definiciones se utilizaron curvas espirales asimétricas.

5.2. MEJORAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO EN PERFIL

Con la finalidad de descartar o validar el uso de pendientes superiores a las recomendadas (2.5%) en el proyecto del tren, se llevó a cabo un análisis para la utilización de pendientes del 5.25% en el tren interurbano de pasajeros, el cual consistió en comparar por medio de costos paramétricos las cantidades totales de inversión y energía para una alternativa de diseño geométrico usando una pendiente de 2.5% y otra utilizando la pendiente longitudinal de 5.25%, a continuación se muestran los resultados obtenidos.

CONCEPTOS	km	M MN	Importe
Km de túnel bitubo (vía única)	21.78	1,000	21,779
Km de viaducto prefabricado (H<30m)	26.21	200	5,241
Km de viaducto in situ (30<H<60m)	0.70	500	351
Km tramo en túnel falso	4.68	150	702
Km tramo en superficie	4.5	100	450
Ud paso inferior y superior	20	50	1,000
Ud Estación terminal aérea	2	400	800
Ud Estación de paso aérea	4	300	1,200
Ud Talleres	1	700	700
Imprevistos		20%	6,444
TOTAL			38,667

TABLA 30 Costos de inversión en millones de pesos con la alternativa de pendiente máxima del 2.5%

Los costos de energía a 30 años ascienden a 4,666 M MN. El costo de inversión más los costos de energía ascienden a 43,333 M MN.

CONCEPTOS	km	M MN	Importe
Km de túnel bitubo (vía única)	4.6	1,000	4,600
Km de viaducto prefabricado (H<30m)	38.3	200	7,660
Km de viaducto in situ (30<H<60m)	4.2	500	2,100
Km tramo en túnel falso	3.3	150	495
Km tramo en superficie	7.3	100	730
Ud paso inferior y superior	20	50	1,000
Ud Estación terminal aérea	2	400	800
Ud Estación de paso aérea	4	300	1,200
Ud Talleres	1	700	700
Imprevistos		20%	3,857
TOTAL			23,142

TABLA 31 Costos de inversión en millones de pesos con la alternativa de pendiente máxima del 5.25%

Los costos de energía a 30 años ascienden a 5,438 M MN. El costo de inversión más los costos de energía ascienden a 28,580 M MN.

Del análisis anterior se tiene que es mejor minimizar la inversión aun a costa de tener unos costos mayores de energía durante la vida del proyecto.

Una vez que quedó validada la utilización de una pendiente de 5.25% en el proyecto, se llevó a cabo un análisis para determinar la tecnología a usar para el material rodante, las exigencias requeridas para el material rodante son las siguientes:

- Velocidad comercial. El objetivo de velocidad comercial es 90 km/h, según las simulaciones de marchas de las alternativas de diseño geométrico en las que la velocidad máxima del tren es 160 km/h
- Capacidad. El tren tendrá 1,400 plazas, 630 personas sentadas con una relación de 4 pasajeros/m²
- Tecnología motriz. Existen dos posibles soluciones para la tecnología motriz del material rodante de la línea:
 - o Tracción convencional (ejes motrices)
 - o Motor lineal

Tracción convencional. La tracción convencional basada en la adherencia rueda – carril, es perfectamente aplicable en este caso y en el diseño del material rodante se deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Pendientes máximas
- Longitud de tramos con pendientes máximas y distancias entre tramos
- Porcentaje de tramos con pendientes máximas en el total de la línea
- Situación de las estaciones en relación a las pendientes máximas
- Exigencias de explotación en situaciones degradadas

De la misma forma, el sistema de frenado tendrá que ser dimensionado para las características de la línea, puede ser necesario incorporar frenos magnéticos o freno reostático. En cualquier caso, se dispondrá varios sistemas de frenado e independientes de la fuente de alimentación del tren de modo que sean funcionales en situación de emergencia.

Motor lineal. El motor lineal es aplicable en este tipo de línea, ya que permite superar pendientes de hasta 8%. El motor lineal crea un campo magnético que impulsa o frena el tren a lo largo de la placa de reacción de inducción lineal, que se sitúa entre los dos carriles de la vía convencional. El sistema tiene una ventaja operacional al impulsar o frenar el tren sin necesidad de adherencia entre rueda – carril, siendo la fuerza magnética la que impulsa o frena el tren. Esta falta de fricción entre la rueda y el carril reduce el desgaste y los costos de mantenimiento por el contrario necesitan una mayor inversión inicial por el costo de la vía.

Es un sistema probado desde los años 90, aunque sólo existen trenes con motor lineal en instalaciones de transporte urbano de corto recorrido (lanzaderas para aeropuertos). No existen referencias de vehículos de las características requeridas (8 coches, 160 Km/h de velocidad máxima). Con motor lineal habría que pasar a vehículos con tecnología Maglev (levitación magnética), que es otro concepto diferente.

Las ventajas y desventajas de cada tecnología se resumen en la siguiente tabla:

Parámetro	Tracción convencional	Motor lineal
Velocidad máxima	160 km / h, tiempo de recorrido menor y mayor captación de demanda.	100 km / h, haría menos atractivo el tiempo de recorrido y descendería la demanda.
Inversión inicial	Menor inversión inicial.	Mayor inversión inicial.

Parámetro	Tracción convencional	Motor lineal
Madurez de la tecnología	Tecnología ampliamente contrastada y una amplia gama de fabricantes.	Tecnología novedosa con pocas líneas en servicio y menor oferta de fabricantes.
Vandalismo	Menor vandalismo al tener menos instalaciones en el diseño y a nivel de vía.	Mayor al tener mayores inversiones en el diseño y a nivel de vía.
Reducción de ruido	Ruido de rodadura y ruido de la tracción y motorización en ejes motrices.	Elimina el ruido de tracción y de motorización (al tener tracción magnética). El ruido de rodadura es similar al material convencional.
Mantenimiento de la infraestructura	Menor, por tener menor número de elementos en la vía lo que facilita las operaciones en la misma. La maquinaria y herramientas utilizadas en el mantenimiento son más normales.	Mayor como consecuencia de la implantación de mayor número de elementos en la vía lo que obliga a un mantenimiento más lento y laborioso. No todas las herramientas y maquinaria son compatibles con el mantenimiento de este tipo de vía.
Desgaste de los elementos de rodadura	Mayor desgaste por los efectos de la tracción y frenado como consecuencia del mayor peso de los vehículos.	Menor desgaste al reducir el peso de material rodante, el guiado de los bogíes y no existir la tracción sobre el riel aunque se mantiene el frenado convencional.
Costo de mantenimiento	Mayor costo de mantenimiento	Menor costo al reducir el desgaste rueda – carril.
Costo de energía	Mayor costo de energía por el peso de los vehículos y tecnología.	Menor costo de energía al ser los vehículos más ligeros y una tecnología diferente.

TABLA 32 Comparación de tecnologías de material rodante

Del análisis anterior se tiene que la mejor alternativa para el proceso de selección de material rodante será utilizar una tecnología convencional.

En cuanto a la utilización de la pendiente longitudinal del 5% se presentan a continuación ejemplos de líneas en operación con características similares a la tracción convencional que servirán para soportar la utilización de la pendiente mencionada.

Höllentalbahn (Selva Negra), Alemania	
Longitud de la línea	74.7 km
Velocidad máxima de la línea	100 km/h
Ancho de vía	1.435 m

Höllentalbahn (Selva Negra), Alemania	
Pendiente máxima	5.5%
Longitud de pendiente máxima	
Electrificación	15 Kv
Material rodante	DB 143 y coches doble piso

TABLA 33 Höllentalbahn (Selva Negra), Alemania

Bernina Pass, Suiza	
Longitud de la línea	60.7 km
Velocidad máxima de la línea	100 km/h
Ancho de vía	1.000 m
Pendiente máxima	7%
Longitud de pendiente máxima	16 km
Electrificación	1,000 V DC
Material rodante	Stadler Rail ABe 8/12

TABLA 34 Bernina Pass, Suiza

Montreux – Oberland Bernois, Suiza	
Longitud de la línea	62.4 km
Velocidad máxima de la línea	110 km/h
Ancho de vía	1.000 m
Pendiente máxima	7%
Longitud de pendiente máxima	
Electrificación	850 V DC
Material rodante	As 110 y otros

TABLA 35 Montreux-Oberland Bernois, Suiza

Saint Gervais – Vallorcine, Francia	
Longitud de la línea	36.5 km
Velocidad máxima de la línea	100 km/h
Ancho de vía	1.000 m
Pendiente máxima	9%
Longitud de pendiente máxima	
Electrificación	850 V DC
Material rodante	Stadler Z 850

TABLA 36 Saint Gervais – Vallorcine, Francia

Tren de Flam, Noruega	
Longitud de la línea	20.20 km
Velocidad máxima de la línea	40 km/h
Ancho de vía	1.435 m
Pendiente máxima	5.5%
Longitud de pendiente máxima	
Electrificación	15 Kv
Material rodante	Dos locomotoras NSB EI 17

TABLA 37 Tren de Flam, Noruega

Cerdaña, Francia	
Longitud de la línea	62.5 km
Velocidad máxima de la línea	60 km/h
Ancho de vía	1.000 m

Cerdaña, Francia	
Pendiente máxima	6%
Longitud de pendiente máxima	
Electrificación	850 V DC
Material rodante	Z 100

TABLA 38 Cerdaña Francia

A continuación se presentan los resultados y comentarios a las definiciones geométricas en perfil del eje de la vía, presentando solo las alineaciones en donde se tienen comentarios, ya que prácticamente para la comprobación de las pendientes mínimas utilizadas en túneles y cortes cumplieron.

PENDIENTE (%)	LONGITUD (m.)	PARAMETRO (kv)	VÉRTICE		ENTRADA AL ACUERDO		SALIDA DEL ACUERDO		Tipología	Tangente vertical	Longitud mínima de acuerdos verticales	Longitud mínima de rasante entre acuerdos	Parámetros mínimo en acuerdos verticales	Observaciones
			PK	Z	PK	Z	PK	Z						
-20	45	2500	0+303	2730.4	-0+326	2730.9	-0+281	2730.4	Viaducto	10.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No se cumple la longitud mínima de acuerdos verticales, rasante entre acuerdos y valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de talleres y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta
-2	10	5000	0+191	2729.4	0+186	2729.4	0+196	2729.4	Viaducto	466.9	No Cumple	ok	No Cumple	No se cumple la longitud mínima de acuerdos verticales y valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de la estación Zinacantepec y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta
0	90	3600	0+428	2729.4	0+383	2729.4	0+473	2728.3	Viaducto	187.2	ok	ok	No Cumple	No se cumple el valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de la estación Zinacantepec y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta
-50	125	2500	49+027	2595.5	48+964	2598.6	49+080		Viaducto	504.1	ok	ok	No Cumple	No se cumple el valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de la estación Santa Fe y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta
-50	125	2500	49+027	2595.5	49+080		49+089	2595.5	Viaducto H>30 m	504.1	ok	ok	No Cumple	No se cumple el valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de la estación Santa Fe y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta
0	131	2500	49+453	2595.5	49+387	2595.5	49+518	2592.1	Viaducto	307.1	ok	ok	No Cumple	No se cumple el valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de la estación Santa Fe y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta
-50	80	3042	56+483	2325.2	56+443	2327.2	56+523	2324.2	Viaducto	1293.3	ok	ok	No Cumple	Se tendrá que corregir
-24	99	4177	57+486	2301.4	57+437	2302.6	57+536	2301.4	Viaducto	913.6	ok	ok	No Cumple	No se cumple el valor del parametro de acuerdo vertical ya que es la zona de la estación Observatorio y por lo tanto la marcha de los trenes será lenta

TABLA 39 Comprobación definiciones geométricas en perfil

Después del análisis anterior solo se tienen los comentarios hechos en las mismas tablas, por lo que se mostró solo habrá que corregir el valor del parámetro de curva vertical en una alineación que es la que no está cumpliendo en un valor de más de 3,000 m.

5.3. MEJORAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO TRANSVERSAL

En lo que corresponde al diseño geométrico transversal no se tuvieron comentarios respecto a mejoras ya que los resultados del análisis de los gálibos de implantación de obstáculos no resultaron en contra respecto a las definiciones geométricas planteadas para las diferentes tipologías de vía (Viaducto, Túnel y terracerías), la forma en que se llevó a cabo la revisión fue con ayuda de una hoja de cálculo en la que se vaciaron todas las fórmulas que aplican para la obtención de los gálibos límite y nominal, a continuación se presentan los resultados del análisis para el radio de curva circular mínimo (270 m) usado y un radio de curva vertical de 9,000 m que son los valores más desfavorables (se ubican a la salida del túnel falso aproximadamente por el cadenamiento 54+900) así como los siguientes datos:

- l =Ancho de vía=1.465 m
- l_N =Ancho de vía nominal=1.435 m
- Usando un gálibo de partes bajas GI3 según Instrucción de Gálibos Ferroviarios (Pág. 8)
- Vía en balasto y vía en placa
- Vía en buen estado
- Radio Vertical=9,000 m
- Peralte=0.035 m
- Insuficiencia de peralte=0.098 m
- L = Distancia entre los círculos de rodadura de las ruedas de un eje=1.5 m

- $D_0=I_0$ = Peralte adoptado por convenio entre el material rodante y la infraestructura=0.05 m
- h_{co} = Valor de h_c (Altura del centro de balanceo del vehículo, medida sobre el plano de rodadura y perpendicularmente a éste) adoptado por convenio entre el material rodante y la infraestructura=0.5 m

Puntos	Gálibo Nominal (V=Vmax)			
	bostáculo máximo con bostáculo compatible		hobstáculo máximo con bostáculo compatible	
	b	h	b	h
400.00	-1874.59	239.44	-1863.93	239.44
1170.00	-1897.35	1009.44	-1833.28	1009.44
1170.00	-1922.35	1009.44	-1858.28	1009.44
3550.00	-1982.01	3710.56	-1737.69	3710.56
4700.00	-1905.83	4837.26	-1574.42	4942.02
4700.00	2050.01	4772.53	1645.29	4909.16
3550.00	2086.70	3710.56	1789.15	3710.56
1170.00	1945.35	1009.44	1869.58	1009.44
1170.00	1920.35	1009.44	1844.58	1009.44
400.00	1874.59	239.44	1863.93	239.44

TABLA 40 Vehículo circulando a la máxima velocidad permitida (V=Vmax), con máxima insuficiencia de peralte I, hacia el interior y exterior de la curva

Puntos	Gálibo Nominal (V=Vmax)			
	bostáculo máximo con bostáculo compatible		hobstáculo máximo con bostáculo compatible	
	b	h	b	h
400.00	-1874.59	239.44	-1863.93	239.44
1170.00	-1905.93	1009.44	-1841.85	1009.44
1170.00	-1930.93	1009.44	-1866.85	1009.44
3550.00	-2021.05	3710.56	-1776.73	3710.56
4700.00	-1959.59	4817.55	-1628.18	4922.31
4700.00	1996.25	4792.24	1591.53	4928.87
3550.00	2047.66	3710.56	1750.11	3710.56
1170.00	1936.77	1009.44	1861.00	1009.44
1170.00	1911.77	1009.44	1836.00	1009.44
400.00	1874.59	239.44	1863.93	239.44

TABLA 41 Vehículo parado ($V=0$), con máximo exceso de peralte D , hacia el interior y exterior de la curva

Como puede apreciarse la envolvente de las alternativas presentadas es la siguiente:

Puntos	b (mm)	h (mm)
1	-1874.59	239.44
2	-1905.93	1009.44
3	-1930.93	1009.44
4	-2021.05	3710.56
5	-1959.59	4942.02
6	2050.01	4928.87
7	2086.70	3710.56
8	1945.35	1009.44
9	1920.35	1009.44
10	1874.59	239.44

TABLA 42 Contorno de gálibos

Finalmente se tiene que en los puntos 4, 6 y 7 se rebasa el semi ancho de la entre vía utilizada, sin embargo al momento de girar eventualmente ambos trenes se inclinan hacia la parte interna de la curva lo cual no generaría ninguna interferencia, respecto a la infraestructura, el valor mayor es el número 7 con un valor de 2.086 metros, los cuales no rebasan las distancias en las partes externas de las secciones definidas en túnel falso y terracerías que son las tipologías que se aplicarían en este tramo, 3.35 metros en el caso de vía en balasto y 3.00 metros en el caso de vía en túnel falso, lo cual demuestra que tampoco se tendrán interferencias al momento de que circulen los trenes con la infraestructura.

CONCLUSIONES

Para la solución técnica del proyecto del tren interurbano de pasajeros Toluca – Valle de México, se realizaron los estudios técnicos en las especialidades de: Proyecto Geométrico, Arquitectura, Urbanismo, Impacto ambiental, estructuras elevadas y subterráneas, sistemas ferroviarios, liberación de Derecho de vía y análisis operativos del tren para la demanda previamente calculada.

Así mismo se realizaron estudios de campo en materia de Topografía, Geotecnia, Geofísica e Hidrología.

Derivado de los trabajos mencionados se elaboró el proyecto de una línea de 57.7 km de Longitud, que inicia en Zinacantepec y termina en la Terminal de Observatorio, con 6 estaciones, 2 terminales y 4 Intermedias, así como la consideración de 1 taller de mantenimiento y reparación de equipos.

Se prevén diferentes estructuras a lo largo del proyecto que se enuncian a continuación 4.6 km de túnel bitubo, 3.3 km de túnel falso, 38.3 km de viaducto prefabricado, 4.2 km de viaducto in situ y 7.3 km de vía en superficie. Para operar trenes a una velocidad máxima de 160 km/hr con un tiempo de recorrido total de 39 minutos.

Toda la tecnología de obra y equipamiento prevista se encuentra disponible en el mercado nacional e internacional y cumplen con los estándares y normativas para esta clase de proyectos.

Por lo anterior se concluye que el proyecto es técnicamente factible.

En Materia de impacto ambiental se considera que la calidad intrínseca de la zona se encuentra fuertemente afectada, por lo que mediante la aplicación de medidas de mitigación, restauración y compensación del proyecto, se estima que el diseño geométrico de la vía propuesto sería ambientalmente factible.

La Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) ha revisado el diseño geométrico de la vía en su totalidad sin advertir causas que pongan en peligro su viabilidad.

Legalmente se determina como completamente factible, considerando que:

1. Las disposiciones en materia de desarrollo urbano, construcciones y medio ambiente, se encuentran distribuidas entre la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, Secretaría de Medio Ambiente y las Delegaciones Políticas, estableciéndose una dependencia normativa entre unas y otras
2. En razón de que la materia ferroviaria es de interés público y prioritario para la Federación, y la construcción de esta vía general de comunicación beneficiará al Distrito Federal y a la población de las Delegaciones, se prevé la posibilidad de suscribir con las autoridades locales convenios de colaboración que faciliten y agilicen el trámite de las autorizaciones.

De acuerdo a las disposiciones para determinar la rentabilidad social, que establece la Secretaría de Hacienda y Crédito Público (SHCP), se concluye que el proyecto del tren es socialmente rentable en virtud de la valoración de los indicadores siguientes: Valor Presente Neto (VPN en Millones de pesos): 7,985.78, Tasa Interna de Retorno (TIR en %) 14.50% y Tasa de Rentabilidad Inmediata (TRI en %) 13.26%.

Los indicadores de rentabilidad del proyecto, como se podrá observar todos dan muestra de una rentabilidad socioeconómica ya que el Valor Presente Neto y la Tasa Interna de Retorno (TIR) son positivos y la Tasa de Rentabilidad Inmediata es mayor a la tasa social de descuento de 12%.

Las inversiones contempladas para la ejecución del Proyecto ascienden a 33,282.86 (mdp) distribuidos de la siguiente manera:

CONCEPTO	MONTO
Obra Civil	23,142.00
Instalaciones Ferroviarias	5,679.00
Material Rodante	3,187.86

TABLA 43 Inversiones para ejecución del proyecto

De los análisis de demanda y modelos operativos se tiene como resultado que en 39 minutos se conectará la ciudad de México con la ciudad de Toluca recorriendo 57.7 km, en consecuencia se reducirá el tiempo de viaje 90 min/día. Se han definido 72 rutas de transporte urbano, suburbano y foráneo que alimentarán al sistema.

Se estima que en su primer año de operaciones tenga un aforo superior a los 350,000 pasajeros que pagarán, eventualmente, una tarifa de 60 pesos en el tramo México-Toluca; 6 pesos de Observatorio a Santa Fe, y 6 pesos en las cuatro estaciones ubicadas en Toluca.

El tren interurbano de pasajeros Toluca – Valle de México es un proyecto planteado inteligentemente ya que busca aprovechar los derechos de vía existentes por parte de CFE y de la Autopista México Toluca, así como vialidades del Distrito Federal.

En lo que respecta al proyecto geométrico del tren, se concluye lo siguiente:

Se utilizó como apoyo la topografía levantada en campo, una vez identificado el eje de vía definitivo se analizó y matematizó con respecto a las curvas de nivel del terreno agreste y sinuoso determinando así las diferentes secciones o tipologías que integran el sistema, trabajando siempre de forma coordinada con el resto de disciplinas.

La línea del tren, inicia su recorrido en la zona de Zinacantepec con una longitud total de 57,740.693 m., tiene 6 estaciones de 200 m de andén útil cada una. Todas las estaciones se proyectan en viaducto.

Un punto importante que se consideró es el de aprovechar parte del camellón sur existente en la avenida las Torres y generar así la menor afectación posible a construcciones existentes y que se genere la obra civil de menor costo, no obstante garantizando la seguridad y funcionamiento de la línea. En la zona desde Lerma hasta la Marquesa, el eje de la vía es sensiblemente paralelo a la autopista número 15D Toluca – México, proyectada de forma que no se afecte la operación de esta vía.

El paso por Santa Fe se realiza por el centro de la autopista México – Marquesa, con el fin de reducir las afecciones a las viviendas. En la zona urbana del DF se plantea el eje de vía al centro de la vialidad de Vasco de Quiroga con la intención de no afectar las viviendas o en su caso afectar la menor cantidad de ellas, esta es una de las condiciones que definen la geometría de curvas en esta zona.



FIGURA 24 Zona de limitación en la definición geométrica

A partir del cruce con la avenida Javier Barros Sierra (51+900), la avenida Vasco de Quiroga se hace más angosta, por lo que se opta por salirse de ella aproximadamente en el km 55+100, llegando a Observatorio a través de la barranca donde se sitúa el vaso-regulador de Tacubaya.

A continuación se describe detalladamente la definición geométrica definitiva, ya que como se ha mencionado es la que genera menores costos de obra:

En el tramo de Zinacantepec (0+000) a Lerma (19+400) la línea se encuentra alojada sobre el cuerpo sur del Boulevard Lázaro Cárdenas (Av. Las Torres), aprovechando parte del camellón, todo el tramo se encuentra en solución viaducto con el fin de evitar la afección a la vialidad de la zona. El tramo consta de 4 estaciones, Zinacantepec, Terminal de autobuses, Metepec y Lerma, estas estaciones se proyectan en viaducto. El radio mínimo en planta es de 300 m, en perfil la

pendiente en estaciones es de 0%, la pendiente máxima en el tramo es del 4%.

En el tramo de Lerma (19+400) a Portal oeste del túnel (36+188), el eje de la vía se proyecta en viaducto prácticamente paralelo a la autopista número 15D Toluca – México, pegado a la calzada sur de la autopista. Este tramo se proyecta en viaducto con el fin de evitar las afecciones a la vialidad existente, salvo en los siguientes tramos: del km 22+750 al km 23+336, del km 24+958 al km 26+986, del km 30+875 al km 32+084, del km 32+449 al km 34+210, del km 35+666 al km 36+018 y del km 36+095 al km 36+188. En algunos casos resulta imposible seguir el eje de la autopista, debido a los parámetros geométricos utilizados para este tipo de vías. En todas las zonas donde se produce el cruce con otras infraestructuras, se proyectarán pasos a distinto nivel. La pendiente máxima en este tramo es de 5% y el radio mínimo es de 1,310 m.

En el tramo del Túnel de la Sierra de las Cruces (del km 36+188 al km 40+784), con el fin evitar las fuertes pendientes de la zona y al mismo tiempo evitar afectar a esta zona medioambientalmente muy sensible, se proyecta un túnel de doble vía con una longitud de 4,595 m. Estos túneles estarán unidos entre sí cada 750 m con el fin de dotarlos de vías de evacuación independientes de la superficie. La cobertura máxima de estos túneles será de 136 m de profundidad aproximadamente. El eje de la vía en este tramo es recto, exceptuando las curvas de entrada y salida de 1,500 y 1,675 m, la pendiente del túnel es de -3.4%.

En el tramo desde la boca sur del túnel de la autopista 15D México – Toluca (40+784) hasta Santa Fe (49+089) básicamente se mantiene pegado el eje de la línea a la margen norte de la autopista 15D, con el fin de minimizar la afección medioambiental a esta zona. El tramo se inicia en el portal este del túnel de proyecto y continua con un pequeño tramo

en terracería que va del km 40+784 al km 41+000 después continua en viaducto hasta el km 47+368 pasa por un pequeño falso túnel y continua en viaducto hasta llegar a la estación de Santa Fe. La pendiente máxima es de -5.03% y un radio mínimo de 300 m.

En el tramo de Santa Fe (49+089) a la estación terminal Observatorio (57+535), una vez superado el centro comercial se gira hacia el norte, con el fin de pasar sobre el vaso-regulador existente en la zona y alinear el eje de la vía con la avenida Vasco de Quiroga pasando sobre la autopista 15D, la estación de Santa Fe se propone en la avenida Vasco de Quiroga en la fachada posterior del edificio de la Universidad Iberoamericana, aproximadamente en el km 55+100 el eje de la vía gira hacia el norte hasta llegar al vaso-regulador de Tacubaya; a partir de ahí se conecta mediante viaducto a la zona de la estación Observatorio, tanto el eje de la vía como las estaciones están elevadas con el fin de facilitar la permeabilidad urbana del diseño geométrico y reducir las afecciones al entorno. Exceptuando las zonas de terracerías que van del km 51+555 al km 51+880 y del km 55+150 al km 55+747 y el tramo de túnel falso, el resto del tramo se proyecta en viaducto, la pendiente máxima es de -5.25% y un radio mínimo de 270 m.

Hay que tener en cuenta que la línea Toluca-Valle de México será independiente del resto de la red ferroviaria del Sistema de Transporte Colectivo Metro del D.F, por lo que la nueva infraestructura no tendrá problemas de interoperabilidad. En consecuencia no será problema disponer un material rodante exclusivo y específico.

Respecto a la solución tecnológica a utilizar, el resultado del análisis presentado en el apartado de mejoras al diseño geométrico en perfil se concluye que la mejor alternativa es utilizar un tren de tracción convencional.

En base a los análisis presentados en el capítulo de mejoras del proyecto geométrico se tienen observaciones mínimas que no impactarán de forma considerable en los costos de construcción de fueron una limitante principal para el proyecto final, sin embargo, no dejan de ser importantes para que se atiendan, es decir, en etapas de revisión y constructivas se tendrán que corregir los incumplimientos detectados en el presente trabajo, de hecho, este análisis ha servido de base para que internamente la empresa proyectista atienda las alineaciones en planta y perfil que quedaron fuera de norma.

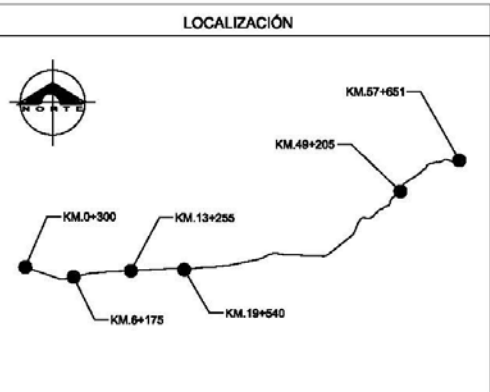
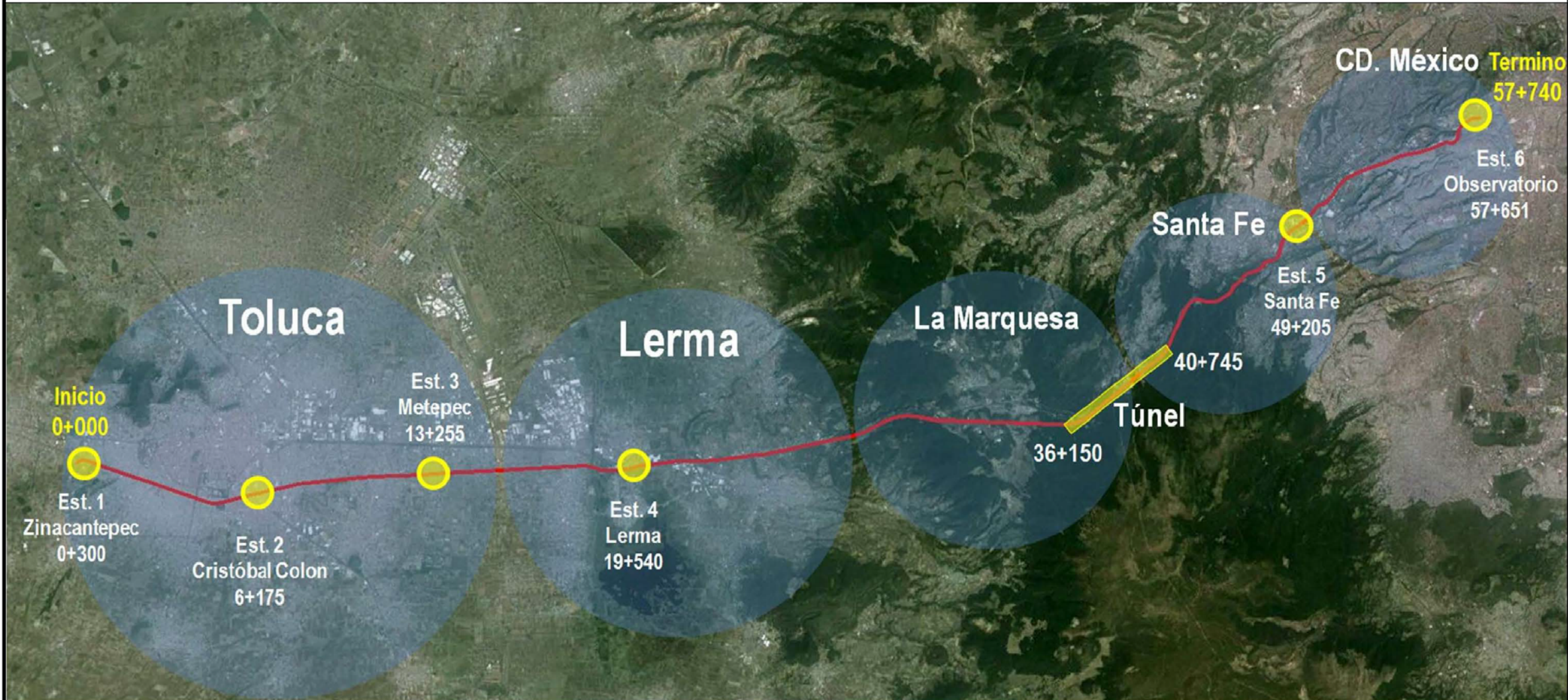
Finalmente el tren será construido en cuatro etapas y se estima que las primeras pruebas de funcionamiento ocurran en la primera mitad del 2018.

BIBLIOGRAFÍA

- ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS. (2011). *Instrucciones y recomendaciones para la redacción de proyectos de plataforma (IGPs)*. España: ADIF.
- ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS. (2011). *Normas Técnicas de Vía*. España: ADIF.
- AREMA. (2012). *American Railway Engineering and Maintenance of Way Association*. USA: AREMA.
- BSI Standards Publication. (2012). *Railway applications — Track — Track alignment design parameters — Track gauges 1435 mm and wider Part 1: Plain line*. United Kingdom: BSI.
- CONAGUA. (2012). *Atlas Digital del Agua México*. Recuperado el 30 de Marzo de 2016, de Atlas Digital del Agua México:
<http://www.conagua.gob.mx/atlas/ciclo09.html#>
- COVITUR. (1986). *Volumen 1 Generalidades y terminología. 2 Proyecto*. México: COVITUR.
- INEGI. (1985). *Norma Técnicas Para Levantamientos Geodésicos*. México: Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática.
- Ministerio de Fomento; Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria. (2015). *Instrucción Ferroviaria de Gálibos*. España: Ministerio de Fomento Secretaría General Técnica Centro de Publicaciones.
- Procuraduría Ambiental y del Ordenamiento Territorial del D.F. (2010). *ZONAS DE RIESGO Y VULNERABILIDAD AMBIENTAL EN BARRANCAS DE LA DELEGACIÓN ÁLVARO OBREGÓN, DISTRITO FEDERAL*. México: PAOT.
- RED NACIONAL DE FERROCARRILEROS ESPAÑOLES. (2011). *Normas de vías (NRVs)*. España: RENFE.
- RED NACIONAL DE FERROCARRILEROS ESPAÑOLES. (2012). *Montaje de Vía con sujeción directa*. España: RENFE.
- SCT. (2002). *Materiales para Subyacente*. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- SCT. (2002). *Materiales para Terraplén*. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2011). *Normativa de construcción ferroviaria*. México: SCT.
- Silva Hidalgo, H., Aldama, A., Martín Domínguez, I., & Alarcón Herrera, M. (Enero-Marzo de 2013). Metodología para la determinación de disponibilidad y déficit de agua superficial en cuencas hidrológicas: aplicación al caso de la normativa mexicana. *Tecnología y Ciencias del Agua*, IV(1), 27-50.
- Togno, F. (1982). *Ferrocarriles*. México: Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A. de C.V.
- UNIÓN EUROPEA. (2008). *ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE INTEROPERABILIDAD*. Unión Europea: Diario Oficial de la Unión Europea.
- UNION INTERNATIONALE DES CHEMINS DE FER. (2013). *Fichas de la Unión internacional de Ferrocarriles*. Unión Europea: UIC (INTERNATIONAL DES CHEMINS DE FER (INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS).

ANEXOS

Anexo A Plano de conjunto



NOTAS DEL PLANO

NOTAS

- 1.- DIMENSIONES EN METROS
- 2.- COORDENADAS EN METROS
- 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA LAS COTAS RIGEN EL DIBUJO
- 4.- TODOS LOS CADENAMIENTOS ESTAN REFERIDOS AL EJE DE TRAZO
- 5.- TRABAJAR ESTE PLANO EN CONJUNTO CON LOS PLANOS DE REFERENCIA

SIMBOLOGIA

EJE DE TRAZO	-----
PARAPETO	=====
GUARNICION	=====
DATOS DE CURVA	o-----
MALLA	-----
NUMERO DE CURVA CIRCULAR	
NUMERO DE CURVA CLOTOIDE	
NUMERO DE ESTACION	

0 5 10 25 50 mts.

INICIO:
Estación **Zinacantepec** Cd. Toluca.

TERMINO:
Estación **Observatorio** Cd. México.

LONGITUD TOTAL: 57.74 km.

NUMERO DE ESTACIONES: 6

Est. Terminales 2 - Est. Intermedias 4 - Taller 1

Estación:	P.K.
Zinacantepec:	Elevada 0+300
Terminal de Autobuses:	Elevada 6+175
Metepec:	Elevada 13+255
Lerma:	Elevada 19+540
Santa Fe:	Elevada 49+205
Observatorio:	Elevada 57+651

Municipio o Delegación
Toluca Edo. Méx
Toluca Edo. Méx
Metepec Edo. Méx
Lerma Edo. Méx
Cuajimalpa de Morelos D.F.
Álvaro Obregón D.F.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES			
DIRECCION GENERAL DE TRANSPORTE FERROVIARIO Y MULTIMODAL			
<small>OFICINA DE INGENIERIA, INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO Y LA SUPERVISIÓN DE SERVICIOS ASISTENCIALES PARA EL MANEJO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE FERROVIARIO Y MULTIMODAL PARA LA OBTENCIÓN DEL ASESORIA TÉCNICA DEL SERVICIO DE TRANSPORTE FERROVIARIO EN PARAJES DE LA RED NACIONAL DE TRONCO TRONCAL DE SERVICIOS.</small>			
APODERADO LEGAL SENERMEX ING. CESAR QUEVEDO GALVAN			
Va. Ba. DE ASESORIA TÉCNICA			
PROYECTÓ: ANTONIO ANDRADA	REALIZÓ: FELIPE PEÑA	REVISÓ: CARLOS GONZÁLEZ	AUTORIZÓ: LORENZO NOGALES.
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA		TRAMO: 0+000 A 57+651	
TÍTULO DEL PLANO:		PLANO DE CONJUNTO	
NOMBRE Y FIRMA DEL DIRECTOR DE LA SUPERVISIÓN		PLANO o CLAVE SCT-13-ARQC-4900-II-0001-P-A	
ARCHIVO ELECTRÓNICO SCT-13-ARQC-4900-II-0001-P-A.dwg		FECHA: DEPTO. NOMBRE: FIRMA: MODO: (FECHA: (EBC: (ACOT: (

Anexo B Listado geometría en planta y plano ejemplo

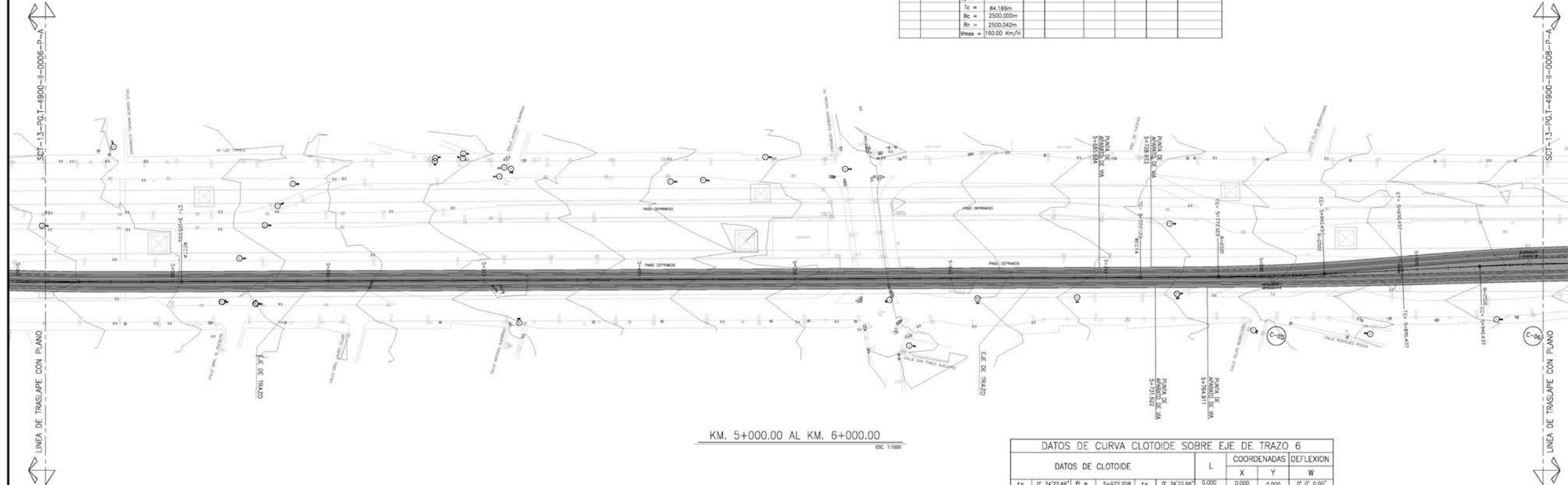
TIPO	LONG.	Km.	X TANGENCIA	Y TANGENCIA	RADIO	PARAMETRO	AZIMUT
CIRC.	395.069	- 0+623.279	426197.635	2132001.822	219.510		14.064
CIRC.	39.784	- 0+228.210	426507.269	2132151.388	-350.000		128.642
RECT A	1328.98 8	- 0+188.426	426544.000	2132136.158			121.405
CLOT.	50.000	1+140.562	427798.570	2131697.680		550.000	121.405
CIRC.	75.586	1+190.562	427845.793	2131681.248	- 6050.000		121.142
CLOT.	50.000	1+266.149	427917.401	2131657.052		550.000	120.347
RECT A	700.543	1+316.149	427964.912	2131641.473			120.084
CLOT.	50.000	2+016.692	428630.883	2131424.117		741.620	120.084
CIRC.	182.651	2+066.692	428678.403	2131408.567	11000.00 0		120.228
CLOT.	50.000	2+249.343	428851.430	2131350.064		741.620	121.286
RECT A	1784.29	2+299.343	428898.636	2131333.585			121.430
CLOT.	50.000	4+083.633	430582.782	2130744.227		614.410	121.430
CIRC.	55.995	4+133.633	430629.958	2130727.660	7550.000		121.641
CLOT.	50.000	4+189.629	430682.679	2130708.794		614.410	122.113
RECT A	134.583	4+239.629	430729.655	2130691.669			122.324
CLOT.	175.000	4+374.212	430856.048	2130645.437		406.663	122.324
CIRC.	381.344	4+549.212	431022.112	2130590.442	-945.000		116.429
CLOT.	175.000	4+930.555	431400.273	2130569.128		406.663	90.739
RECT A	616.568	5+105.555	431571.465	2130605.115			84.845
CLOT.	50.000	5+722.123	432170.644	2130750.512		353.553	84.845
CIRC.	68.313	5+772.123	432219.194	2130762.465	- 2500.000		84.208
CLOT.	50.000	5+840.437	432285.179	2130780.140		353.553	82.468
CLOT.	50.000	5+890.437	432333.203	2130794.056		353.553	81.832
CIRC.	63.521	5+940.437	432381.227	2130807.972	2500.000		82.468
CLOT.	50.000	6+003.957	432442.568	2130824.466		353.553	84.086

DATOS DE CURVA CLOTOIDE SOBRE EJE DE TRAZO 5

DATOS DE CLOTOIDE				L	COORDENADAS			DEFLEXION
t+	PI	t-	PC		X	Y	W	
0° 34'22.66"	5+806.292	0° 34'22.66"	5+000.00	0.000	0.000	0.000	0° 0' 0.00"	
Lct= 30.000m	TC = 5+772.123	Lct= 30.000m	5.000	5.000	0.000	0.000	0° 0' 6.88"	
Xc= 49.999m	CC = 5+772.123	Xc= 49.999m	10.000	10.000	0.001	0° 0' 27.50"		
Yc= 0.167m	CC = 5+840.437	Yc= 0.167m	15.000	15.000	0.005	0° 1' 1.88"		
U= 16.672m	CT = 5+890.437	U= 16.672m	20.000	20.000	0.011	0° 1' 50.01"		
H= 16.673m		H= 16.673m	25.000	25.000	0.021	0° 2' 51.89"		
	A= 2° 42'41.59"		30.000	30.000	0.036	0° 4' 7.52"		
	Ac= 1° 33'56.28"		35.000	35.000	0.057	0° 5' 36.90"		
	LC = 68.313m		40.000	40.000	0.085	0° 7' 20.03"		
	St = 34.159m		45.000	45.000	0.122	0° 9' 16.92"		
	Cc = 0° 27'30.12"		50.000	49.999	0.167	0° 11' 27.55"		
	D/m = 0.688							
	Tc = 84.169m							
	Rc = 2500.000m							
	Rh = 2500.042m							
	Vmax = 160.00 Km/h							

DATOS DE CURVA CLOTOIDE SOBRE EJE DE TRAZO 6

DATOS DE CLOTOIDE				L	COORDENADAS			DEFLEXION
t+	PI	t-	PC		X	Y	W	
0° 34'22.66"	5+972.208	0° 34'22.66"	5+000.00	0.000	0.000	0.000	0° 0' 0.00"	
Lct= 30.000m	TC = 5+890.437	Lct= 30.000m	5.000	5.000	0.000	0.000	0° 0' 6.88"	
Xc= 49.999m	CC = 5+840.437	Xc= 49.999m	10.000	10.000	0.001	0° 0' 27.50"		
Yc= 0.167m	CC = 5+903.957	Yc= 0.167m	15.000	15.000	0.005	0° 1' 1.88"		
U= 16.672m	CT = 5+953.957	U= 16.672m	20.000	20.000	0.011	0° 1' 50.01"		
H= 16.673m		H= 16.673m	25.000	25.000	0.021	0° 2' 51.89"		
	A= 2° 36'16.17"		30.000	30.000	0.036	0° 4' 7.52"		
	Ac= 1° 27'20.86"		35.000	35.000	0.057	0° 5' 36.90"		
	LC = 63.521m		40.000	40.000	0.085	0° 7' 20.03"		
	St = 31.762m		45.000	45.000	0.122	0° 9' 16.92"		
	Cc = 0° 27'30.12"		50.000	49.999	0.167	0° 11' 27.55"		
	D/m = 0.688							
	Tc = 81.771m							
	Rc = 2500.000m							
	Rh = 2500.042m							
	Vmax = 160.00 Km/h							



KM. 5+000.00 AL KM. 6+000.00
ESC. 1:1000

LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGIA

- EJE DE TRAZO
- PARAPETO
- GUARNICION
- DATOS DE CURVA
- MALLA
- NUMERO DE CURVA

NOTAS

- 1.- DIMENSIONES EN METROS
- 2.- COORDENADAS EN METROS
- 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA LAS COTAS RIGEN EL DIBUJO.
- 4.- TODOS LOS CADENAMIENTOS ESTAN REFERIDOS AL EJE DE TRAZO
- 5.- TRABAJAR ESTE PLANO EN CONJUNTO CON LOS PLANOS DE REFERENCIA
- 6.- PARA LA REPRESENTACION CARTOGRAFICA SE UTILIZARON COORDENADAS UTM

PLANOS DE REFERENCIA

DCTFM2113-PL-000-TOPOG-00001 AL 00061 TOPOGRAFIA

0 10 20 50 100 mts.

ESCALA GRAFICA 1:1000

ANEXO "3"

MOTIVO DE LA MODIFICACION	FECHA	FIRMA CONDORADO	FIRMA S.C.T.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCION GENERAL DE TRANSPORTES FERROVIARIO Y MULTIMODAL

SECRETARIA DE PROYECTOS DE TRANSPORTES NAVAL, TERRESTRE Y AEREO

PROYECTO: ANTONIO ANDRADA B.

REALIZO: ANGEL POBLANO

REVISO: CARLOS GONZALEZ

AUTORIZO: LORENZO NOGALES.

ESPECIALIDAD: PROYECTO DE VAS DEL KM 5+000 AL 6+000

TITULO DEL PLANO: PLANOS DE TRAZO

PLANO o CLAVE: SCT-13-PG.T-4900-II-0007-P-A

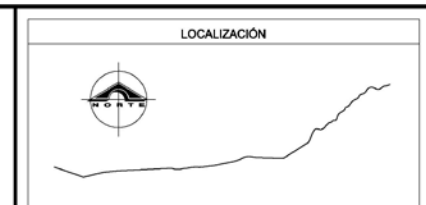
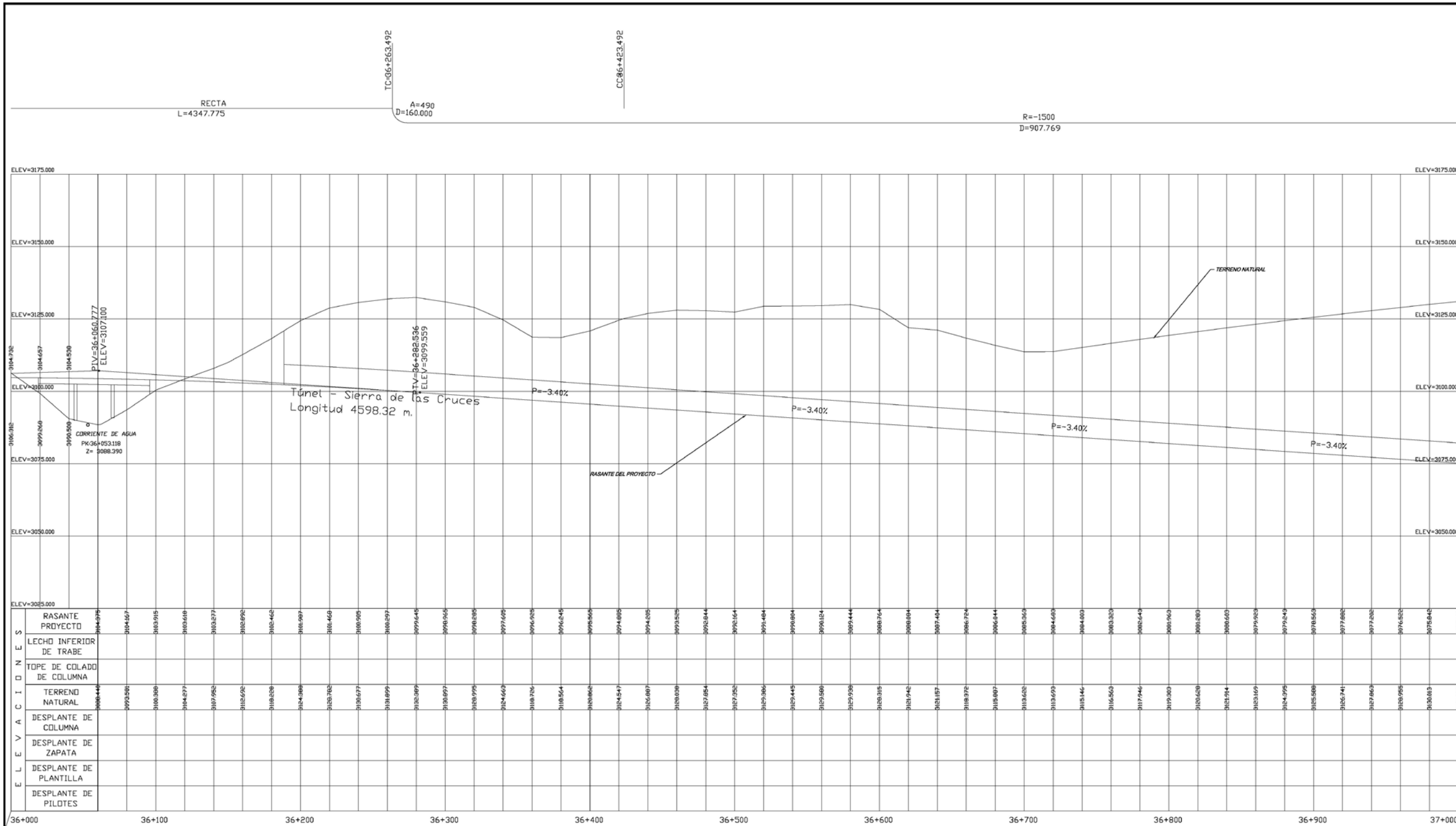
ANEXO ELECTRONICO: SCT-13-PG.T-4900-II-0007-P-A DWG

FECHA	DEPTO	NOMBRE	FIRMA	SECCION

NOTA: ESCALA INDICADA EN LOS DATOS DE REFERENCIA

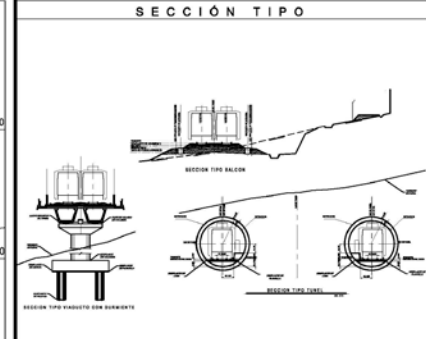
Anexo C Listado geometría en perfil y plano ejemplo

PENDIENTE	LONGITUD	PARAMETRO	VÉRTICE		ENTRADA AL ACUERDO		SALIDA DEL ACUERDO		DIF. P.E.N
			Km	Z	Km	Z	Km	Z	
(o/oo)	(m.)	(kv)							(%)
					-0+335.9	2731.050			
-20.0	45.0	2500.0	-0+303.4	2730.399	-0+325.9	2730.849	-0+280.9	2730.354	1.80
-2.0	10.0	5000.0	0+191.0	2729.410	0+186.0	2729.420	0+196.0	2729.410	0.20
0.0	90.0	3600.0	0+428.2	2729.410	0+383.2	2729.410	0+473.2	2728.285	-2.50
-25.0	225.0	9000.0	0+966.2	2715.960	0+853.7	2718.772	1+078.7	2715.960	2.50
0.0	124.0	9000.0	1+363.3	2715.960	1+301.3	2715.960	1+425.3	2715.105	-1.38
-13.8	78.1	9000.0	1+667.9	2711.763	1+628.8	2712.301	1+706.9	2711.563	0.87
-5.1	100.0	36512.3	3+219.0	2703.843	3+169.0	2704.098	3+269.0	2703.451	-0.27
-7.8	200.0	26277.0	4+690.0	2692.303	4+590.0	2693.088	4+790.0	2690.758	-0.76
-15.5	139.1	9000.0	6+003.7	2672.000	5+934.1	2673.075	6+073.2	2672.000	1.55
0.0	137.9	9000.0	6+344.1	2672.000	6+275.2	2672.000	6+413.0	2670.944	-1.53
-15.3	153.2	10000.0	6+996.9	2662.000	6+920.3	2663.173	7+073.5	2662.000	1.53
0.0	360.0	9000.0	7+457.5	2662.000	7+277.5	2662.000	7+637.5	2654.800	-4.00
-40.0	268.1	9000.0	7+862.7	2645.793	7+728.6	2651.155	7+996.7	2644.424	2.98
-10.2	100.0	42083.8	11+373.8	2609.929	11+323.8	2610.440	11+423.8	2609.537	0.24
-7.8	100.0	12758.0	12+983.7	2597.310	12+933.7	2597.702	13+033.7	2597.310	0.78
0.0	100.0	25940.0	13+408.4	2597.310	13+358.4	2597.310	13+458.4	2597.118	-0.39
-3.9	80.0	19687.8	18+213.6	2578.786	18+173.6	2578.940	18+253.6	2578.794	0.41
0.2	100.0	8895.5	19+081.4	2578.967	19+031.4	2578.957	19+131.4	2579.539	1.12
11.5	114.5	10000.0	19+385.2	2582.445	19+328.0	2581.790	19+442.5	2582.445	-1.15
0.0	100.0	20000.0	19+905.7	2582.445	19+855.7	2582.445	19+955.7	2582.195	-0.50
-5.0	100.0	11233.8	20+427.9	2579.835	20+377.9	2580.085	20+477.9	2580.030	0.89
3.9	189.9	9000.0	20+777.9	2581.200	20+683.0	2580.830	20+872.8	2583.574	2.11
25.0	405.0	9000.0	21+194.6	2591.617	20+992.1	2586.554	21+397.1	2587.567	-4.50
-20.0	180.3	9000.0	21+746.0	2580.588	21+655.9	2582.391	21+836.2	2580.591	2.00
0.0	449.7	9000.0	22+282.3	2580.604	22+057.4	2580.597	22+507.1	2591.847	5.00
50.0	301.4	9000.0	24+098.9	2671.437	23+948.2	2663.902	24+249.6	2673.925	-3.35
16.5	301.4	9000.0	26+681.1	2714.073	26+530.4	2711.585	26+831.8	2721.608	3.35
50.0	312.5	9000.0	33+872.9	3073.666	33+716.7	3065.853	34+029.2	3076.053	-3.47
15.3	443.5	9000.0	36+061.7	3107.100	35+839.9	3103.712	36+283.5	3099.559	-4.93
-34.0	162.9	10000.0	41+005.6	2938.984	40+924.2	2941.753	41+087.1	2934.889	-1.63
-50.3	263.2	9000.0	42+343.3	2871.713	42+211.7	2878.331	42+474.9	2868.943	2.92
-21.0	260.6	9000.0	43+315.6	2851.249	43+185.3	2853.992	43+445.9	2844.735	-2.90
-50.0	208.4	9000.0	46+799.2	2677.069	46+695.0	2682.278	46+903.4	2674.272	2.32
-26.8	89.9	9000.0	47+661.3	2653.924	47+616.3	2655.131	47+706.2	2652.268	-1.00
-36.8	100.0	7597.6	48+410.3	2626.332	48+360.3	2628.174	48+460.3	2623.832	-1.32

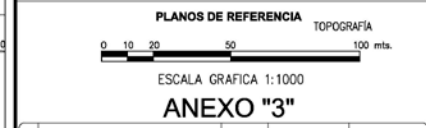


SIMBOLOGIA

TERRENO NATURAL	—
RASANTE DE PROYECTO	—
AFECTACIONES	o



- NOTAS**
- 1.- DIMENSIONES EN METROS
 - 2.- COORDENADAS EN METROS
 - 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA LAS COTAS RIGEN EL DIBUJO.
 - 4.- TODOS LOS CADENAMIENTOS ESTAN REFERIDOS AL EJE DE TRAZO
 - 5.- TRABAJAR ESTE PLANO EN CONJUNTO CON LOS PLANOS DE REFERENCIA



EDICION INICIAL	FECHA	FIRMA CONCORDIO	FIRMA S.C.T.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCION GENERAL DE TRANSPORTE FERROVIARIO Y MULTIMODAL

SENERMEX

APODERADO LEGAL SENERMEX
ING. CESAR QUEVEDO GALVÁN

V. B. DE ASESORIA TÉCNICA

PROYECTO:
ANTONIO ANDRADA B.

REALIZÓ:
MARCOS SÁNCHEZ

REVISÓ:
CARLOS GONZÁLEZ

AUTORIZÓ:
LORENZO NOGALES

ESPECIALIDAD: **PROYECTO GEOMÉTRICO**

TRAMO: Km 36+000 AL 37+000

TÍTULO DEL PLANO:
ANTEPROYECTO DE PERFIL

NOMBRE Y FIRMA DEL DIRECTOR DE LA SUPERVISIÓN

PLANO o CLAVE
SCT-13-PG-4900-II-0038-P-A

ARCHIVO ELECTRÓNICO

FECHA:	DEPIL:	NOMBRE:	FIRMA:	USO:

FECHA: OCT 2013
ESCALA: 1:100
UNIDAD: METROS

Anexo D Tablas de fórmulas para el cálculo de gálibo límite y nominal respectivamente y plano ejemplo de secciones transversales en terracerías.

$V_{\max}(I)$		Lado exterior de la curva		Punto PT	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1$ $h_{obstaculo,a} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} - b_{PT} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (I - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{a1}$
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1$ $h_{obstaculo,a} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + \Sigma V_{a2}$
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1$ $h_{obstaculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a2}$
				Partes bajas ($h \leq 0,4m$)	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \Sigma j_2^*$ $h_{obstaculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a2}^*$
		Lado interior de la curva		Punto PT	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i - \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1^*$ $h_{obstaculo,i} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + b_{PT} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (I - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{i1}^*$
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i - \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1^*$ $h_{obstaculo,i} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + \Sigma V_{i2}^*$
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i - \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1^*$ $h_{obstaculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i2}^*$
				Partes bajas ($h \leq 0,4m$)	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \Sigma j_2$ $h_{obstaculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i2}$
Cuadro 3.18. Fórmulas consideradas con vehículo circulando a $V_{\max}(I)$, correspondientes a las situaciones generalmente más desfavorables						

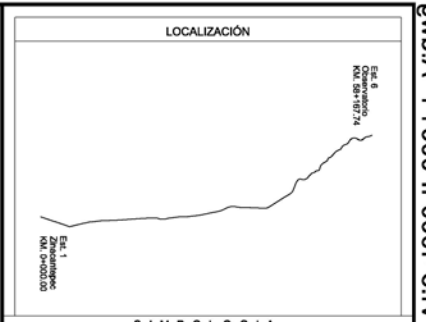
$V = 0 (D)$		Lado exterior de la curva		Punto PT	$h_{obstáculo}$ máximo con $b_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,a} \geq b_{CR} + S_a - \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1^*$ $h_{obstáculo,a} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + b_{PT} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (D - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{a1}^*$
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$h_{obstáculo}$ máximo con $b_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,a} \geq b_{CR} + S_a - \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1^*$ $h_{obstáculo,a} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + \Sigma V_{a2}^*$
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$h_{obstáculo}$ máximo con $b_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,a} \geq b_{CR} + S_a - \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1^*$ $h_{obstáculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a2}^*$
				Partes bajas ($h \leq 0,4m$)	$b_{obstáculo}$ máximo con $h_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \Sigma j_2$ $h_{obstáculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a2}$
		Lado interior de la curva		Punto PT	$b_{obstáculo}$ máximo con $h_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1$ $h_{obstáculo,i} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} - b_{PT} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (D - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{i1}$
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$b_{obstáculo}$ máximo con $h_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1$ $h_{obstáculo,i} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + \Sigma V_{i2}$
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$b_{obstáculo}$ máximo con $h_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_1$ $h_{obstáculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i2}$
				Partes bajas ($h \leq 0,4m$)	$h_{obstáculo}$ máximo con $b_{obstáculo}$ compatible $b_{obstáculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \Sigma j_2^*$ $h_{obstáculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i2}^*$
Cuadro 3.19. Fórmulas consideradas con vehículo parado (D), correspondientes a las situaciones generalmente más desfavorables					

$V_{\text{máx}}(I)$		Lado exterior de la curva		Punto PT	$b_{\text{obstáculo}}$ máximo con $h_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},a} \geq b_{\text{CR}} + S_a + \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3 + 0,2$ $h_{\text{obstáculo},a} \geq h_{\text{CR}} + \frac{50}{R_v} - b_{\text{PT}} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (I - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{a3} + 0,15$		
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$b_{\text{obstáculo}}$ máximo con $h_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},a} \geq b_{\text{CR}} + S_a + \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3 + 0,2$ $h_{\text{obstáculo},a} \geq h_{\text{CR}} + \frac{50}{R_v} + \Sigma V_{a4} + 0,15$		
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$b_{\text{obstáculo}}$ máximo con $h_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},a} \geq b_{\text{CR}} + S_a + \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3 + 0,2$ $h_{\text{obstáculo},a} \leq h_{\text{CR}} - \frac{50}{R_v} - \Sigma V_{a4} - 0,15$		
				$(h = 0,4m)$	$h_{\text{obstáculo}}$ máximo con $b_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},a} \geq b_{\text{CR}} + S_a + \Sigma j_4^* + \begin{cases} 0,2 \\ 0 \end{cases}$ $h_{\text{obstáculo},a} \leq h_{\text{CR}} - \frac{50}{R_v} - \Sigma V_{a4}^* - \begin{cases} 0,15 \\ 0 \end{cases}$		
				Partes bajas $(h < 0,4m)$	$h_{\text{obstáculo}}$ máximo con $b_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},a} \geq b_{\text{CR}} + S_a + \Sigma j_4^*$ $h_{\text{obstáculo},a} \leq h_{\text{CR}} - \frac{50}{R_v} - \Sigma V_{a4}^*$		
				Lado interior de la curva		Punto PT	$h_{\text{obstáculo}}$ máximo con $b_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},i} \geq b_{\text{CR}} + S_i - \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3^* + 0,2$ $h_{\text{obstáculo},i} \geq h_{\text{CR}} + \frac{50}{R_v} + b_{\text{PT}} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (I - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{i3}^* + 0,15$
						Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$h_{\text{obstáculo}}$ máximo con $b_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},i} \geq b_{\text{CR}} + S_i - \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3^* + 0,2$ $h_{\text{obstáculo},i} \geq h_{\text{CR}} + \frac{50}{R_v} + \Sigma V_{i4}^* + 0,15$
						Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$h_{\text{obstáculo}}$ máximo con $b_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},i} \geq b_{\text{CR}} + S_i - \frac{S_o}{1,5} \cdot [I - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3^* + 0,2$ $h_{\text{obstáculo},i} \leq h_{\text{CR}} - \frac{50}{R_v} - \Sigma V_{i4}^* - 0,15$
						$(h = 0,4m)$	$b_{\text{obstáculo}}$ máximo con $h_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},i} \geq b_{\text{CR}} + S_i + \Sigma j_4 + \begin{cases} 0,2 \\ 0 \end{cases}$ $h_{\text{obstáculo},i} \leq h_{\text{CR}} - \frac{50}{R_v} - \Sigma V_{i4} - \begin{cases} 0,15 \\ 0 \end{cases}$
						Partes bajas $(h < 0,4m)$	$b_{\text{obstáculo}}$ máximo con $h_{\text{obstáculo}}$ compatible	$b_{\text{obstáculo},i} \geq b_{\text{CR}} + S_i + \Sigma j_4$ $h_{\text{obstáculo},i} \leq h_{\text{CR}} - \frac{50}{R_v} - \Sigma V_{i4}$

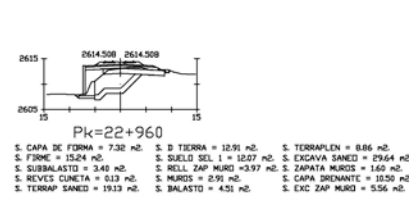
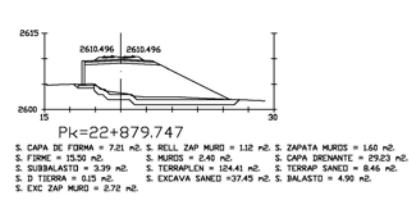
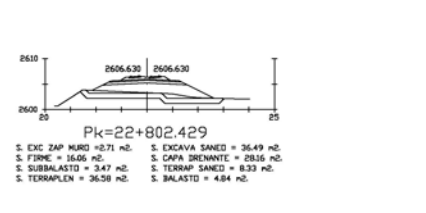
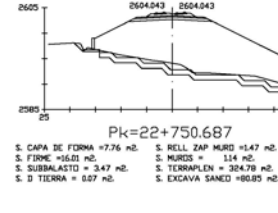
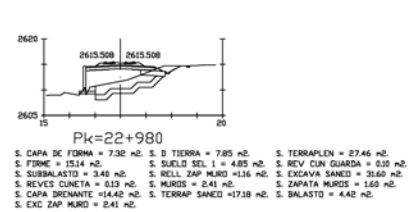
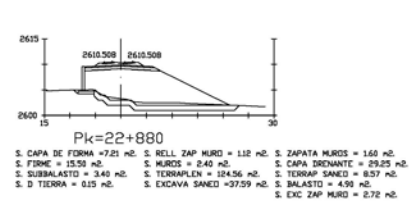
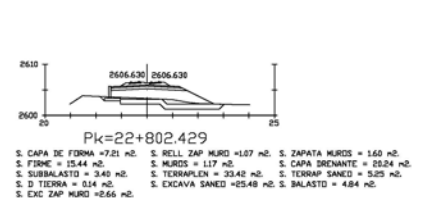
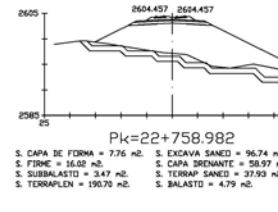
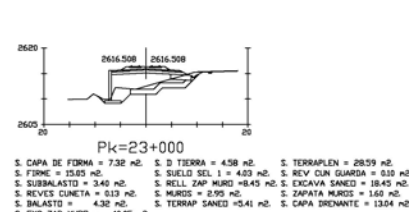
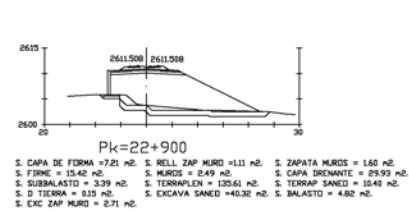
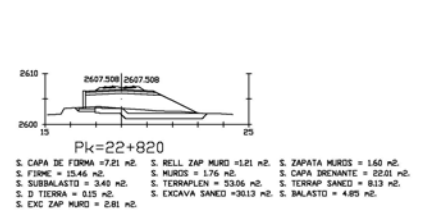
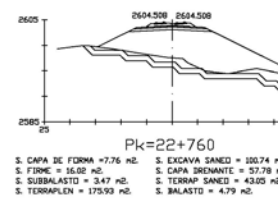
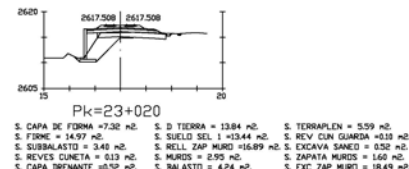
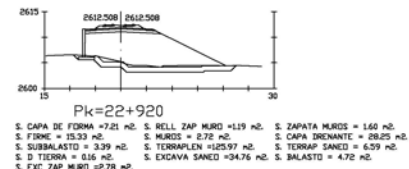
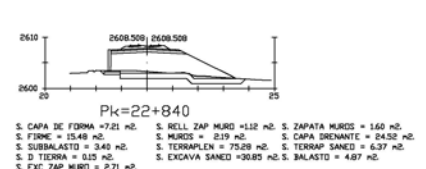
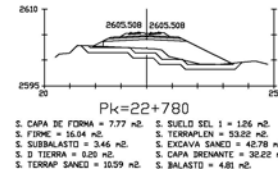
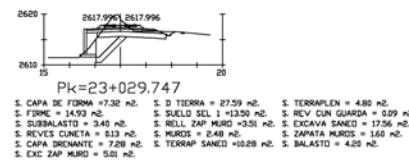
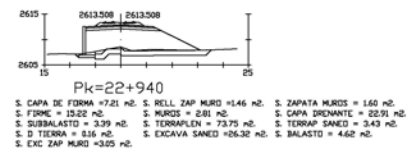
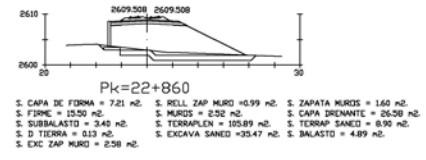
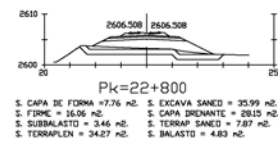
Cuadro 3.20. Fórmulas consideradas con vehículo circulando a $V_{\text{máx}}(I)$, correspondientes a las situaciones generalmente más desfavorables

$V = 0 (D)$		Lado exterior de la curva		Punto PT	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a - \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3^* + 0,2$ $h_{obstaculo,a} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + b_{PT} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (D - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{a3}^* + 0,15$
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a - \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3^* + 0,2$ $h_{obstaculo,a} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + \Sigma V_{a4}^* + 0,15$
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a - \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3^* + 0,2$ $h_{obstaculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a4}^* - 0,15$
				$(h = 0,4m)$	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \Sigma j_4 + \begin{cases} 0,2 \\ 0 \end{cases}$ $h_{obstaculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a4} - \begin{cases} 0,15 \\ 0 \end{cases}$
				Partes bajas $(h < 0,4m)$	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,a} \geq b_{CR} + S_a + \Sigma j_4$ $h_{obstaculo,a} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{a4}$
				Punto PT	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3 + 0,2$ $h_{obstaculo,i} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} - b_{PT} \cdot \frac{S_o}{1,5} \cdot (D - 0,05)_{>0} + \Sigma V_{i3} + 0,15$
				Partes altas: puntos por encima de la anchura máxima	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3 + 0,2$ $h_{obstaculo,i} \geq h_{CR} + \frac{50}{R_V} + \Sigma V_{i4} + 0,15$
				Partes altas: puntos por debajo de la anchura máxima	$b_{obstaculo}$ máximo con $h_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \frac{S_o}{1,5} \cdot [D - 0,05]_{>0} \cdot [h - 0,5]_{>0} + \Sigma j_3 + 0,2$ $h_{obstaculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i4} - 0,15$
				$(h = 0,4m)$	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \Sigma j_4 + \begin{cases} 0,2 \\ 0 \end{cases}$ $h_{obstaculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i4} - \begin{cases} 0,15 \\ 0 \end{cases}$
				Partes bajas $(h < 0,4m)$	$h_{obstaculo}$ máximo con $b_{obstaculo}$ compatible	$b_{obstaculo,i} \geq b_{CR} + S_i + \Sigma j_4^*$ $h_{obstaculo,i} \leq h_{CR} - \frac{50}{R_V} - \Sigma V_{i4}^*$

Cuadro 3.21. Fórmulas consideradas con vehículo parado (D), correspondientes a las situaciones generalmente más desfavorables



- NOTAS**
- 1.- DIMENSIONES EN METROS
 - 2.- COORDENADAS EN METROS
 - 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA LAS COTAS RIGEN EL DIBUJO.
 - 4.- TODOS LOS CADENAMIENTOS ESTAN REFERIDOS AL EJE DE TRAZO
 - 5.- TRABAJAR ESTE PLANO EN CONJUNTO CON LOS PLANOS DE REFERENCIA



NOV	MOTIVO DE LA MODIFICACION	FECHA	FIRMA CONCORDADO	FIRMA S.C.T.
MOD				

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCION GENERAL DE TRANSPORTE FERROVIARIO Y MULTIMODAL

SENERMEX
SENERMEX S.A. DE CV

APODERADO LEGAL SENERMEX
ING. CEBAR QUEVEDO GALVAN

Vs. Bn. DE ASESORIA TECNICA

PROYECTO: CARLOS GONZALEZ

REALIZO: LUIS HUERTA

REVISO: ANTONIO ANDRADA B.

AUTORIZO: LORENZO NOGALES

ESPECIALIDAD: PROYECTO DE VIAS
TRAMO: TITULO DEL PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES
DEL Km 22+750.687 AL Km 23+029.747

NOMBRE Y FIRMA DEL DIRECTOR DE LA SUPERVISION: PLANO O CLAVE: SCT-13-VI.3-4900-II-0001-P-A

ARCHIVO ELECTRONICO: SCT-13-VI.3-4900-II-0001-P-A.dwg

FECHA:	DEPTS:	NOMBRE:	FIRMA:	MOD:
				A
				FECHA:
				ESC:
				MODIFICACIONES: