

ESCUELA POLITECNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO DE SÚPER ESTRUCTURA DE PUENTES
ISÓSTATICOS METÁLICOS FERROVIARIOS EN EL
ECUADOR. CASO VIGAS TIPO I DE ALMA LLENA.**

Previa a la obtención de Grado Académico o Título de:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

PAULO ROBERTO ESCOBAR ALMEIDA

SANGOLQUI, Febrero del 2011.

EXTRACTO.

El presente escrito estudia todo lo referente a superestructuras de puentes ferroviarios metálicos de un solo vano, con énfasis en el Ecuador. En el primer capítulo se hace un resumen de la historia de la construcción de la vía férrea Guayaquil - Quito a principios del siglo XX. Esta vía representa una de las obras de construcción más difíciles y su fama es mundial por este motivo, ya que la vía sube 2800 metros de altura en 460 km de recorrido. Además en el primer capítulo se presenta una reseña histórica de la evolución que han tenido los puentes ferroviarios metálicos desde el surgimiento del ferrocarril hasta la actualidad.

El segundo capítulo abarca el estudio de conceptos básicos de materia ferroviaria. Se estudia la clasificación de los ferrocarriles en función de parámetros principales como: combustible utilizado, velocidad de circulación y de la disposición de las ruedas. Luego se presenta una clasificación de puentes ferroviarios metálicos, en base a la tipología de la superestructura. En esta clasificación se menciona: cercha con tablero superior, cerchas con tablero inferior, vigas tipo I tablero superior e inferior. De cada una de las tipologías mencionadas se presentan ejemplos en el Ecuador.

El tercer capítulo contiene todos los conceptos necesarios para efectuar el diseño íntegro de la superestructura de un puente férreo de acero. Se muestran: los parámetros de diseño, pre dimensionamiento; las clases de fuerzas y solicitaciones de diseño y se finaliza con los conceptos de un análisis dinámico.

El cuarto capítulo es una aplicación práctica de todo lo que se estudio en los anteriores capítulos. En este capítulo se efectúa el diseño de la superestructura de un puente de vigas I de alma llena con tablero superior de una luz de 22 metros. El diseño se lo hace

por medio de dos métodos diferentes. El primero de forma manual a partir de una hoja electrónica en Excel, este método encierra el diseño estructural detallado según el código AREMA de cada uno de los elementos. El segundo método es por medio del programa comercial SAP2000.

En resumen el siguiente proyecto de tesis trata de forma íntegra lo relacionado con superestructura de puentes de acero en el Ecuador, caso vigas tipo i de lama llena.

ABSTRACT

The present book studies all reference to the super structure of steel railways bridges simple span in Ecuador. The first chapter contents a resume about the history of the construction of the rail way Guayaquil – Quito in the first years of the XX century. This railway represents one of the most difficult railways constructions of the world, because this way must arrive at 2800 m of altitude in 460 km of travel. Also in the first chapter presents a historic resume of the evolution of the steel railway bridges since the appearance of the train until the actuality.

The second chapter contents the basics concepts of rail matter. It studies the classification of the locomotives in function of parameters like: fuel used, speed of circulation and disposition of the wheels. Also it presents a classification of steel railways bridges, in base of the superstructure. In this classification it mentioned: deck truss; through truss; deck girder; through girder. Also it presents examples of these kinds of bridges in Ecuador.

Third chapter contents all concepts necessary to doing the complete design of the superstructure of the steel railways bridge. It presents: the design's parameters; pre dimension; kinds of forces and stress and dynamic analysis.

Fourth chapter is an application of the three previous chapters. In the fourth chapter it does a design of the superstructure of the railway deck girder bridge with a span of 22 meters. The design is made through two different methods. The first method is doing through the software Excel; this method contents the complete and detailed design of the main structural elements. The second method is made through the commercial software SAP2000.

As conclusion this project of thesis contents completely all related with superstructure railway deck girder bridge in Ecuador, case Girder simple span bridges.

CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **Sr. PAULO ROBERTO ESCOBAR ALMEIDA** como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolqui, Agosto del 2011

Ing. Marcelo Guerra Avendaño.

DIRECTOR

Ing. Ana Gabriela Haro.

CODIRECTOR.

REVISADO POR

Ing. Jorge Zúñiga Gallegos.

DIRECTOR DE LA CARRERA.

DEDICATORIA

A mi padre celestial Dios. A mis padres terrenales Polo Escobar y Elizabeth Almeida ya que sin su amor incondicional no hubiera podido iniciar ni terminar esta carrera a la que tanto amo. A mis hermanos Jonathan y Carla; mi sobrina Paula Daniela. A mi novia Alejandra. Finalmente a la memoria de mi abuelo materno Jorge Almeida Guamán quien me amo y me enseñó con su ejemplo la nobleza y hacer un caballero.

Paulo Escobar.

AGRADECIMIENTO

Agradezco e primer lugar a Dios quien de todos los días recibo salud, y sabiduria para trabajar. Agradezco a mis padres Polo Escobar y Elizabeth Almeida por la educación que me han brindado. Al apoyo brindado por mi familia mas cercana Carla, Jonathan Alejandra y Paula.

Agradezco por el tiempo dedicado y conocimientos impartidos de parte de mi director de tesis Ingeniero Marcelo Guerra Avendaño y Codirector de tesis la Ingeniera Ana Gabriela Haro.

Agradezco al Ejercito Ecuatoriano por haber hecho posible que estudiara en una Universidad de primera categoria en conocimientos e infrastrcutura como es la Escuela Politécnica del Ejército.

Paulo Escobar.

INDICE DE CONTENIDOS.

CAPÍTULO I:

INTRODUCCIÓN Y RESEÑA HISTORICA DE PUENTES FERROVIARIOS.

1.1 Introducción.	44
1.2 Revisión Histórica del Ferrocarril en el Ecuador.	46
1.2.1 Orígenes del ferrocarril del Sur.	48
1.2.2 Marcos Jameson Kelly: La Kelly company.	51
1.2.3 General Eloy Alfaro.	53
1.2.4 Los estudios del terreno.	54
1.2.5 La Guayaquil & Quito Railway Company.	56
1.2.6 La deuda externa del Ecuador.	56
1.2.7 The Ecuadorian Association, Ltd.	58
1.2.8 Inconvenientes Ambientales para la construcción del Ferrocarril.	58
1.2.9 Una nueva ruta.	60
1.2.10 La Nariz del Diablo.	61
1.2.11 La vía hacia Alausí.	64
1.2.12 La Quebrada de Shucos: el puente del miedo.	66
1.2.13 Las minas de carbón hacia Columbe.	69
1.2.14 La llegada a Quito.	72
1.2.15 Reconstrucción del Ferrocarril.	74
1.3 Revisión Histórica de Puentes de Ferrocarril.	75
1.3.1 Introducción.	75
1.3.2 Los primeros puentes del Tren.	76

1.3.3 Puentes de Piedra.	77
1.3.3.1 Antecedentes de la construcción con piedra.	77
1.3.3.2 La piedra o fábrica en los puentes del tren.	78
1.3.4 Los Puentes de Madera.	86
1.3.5 La madera en los puentes del Tren.	87
1.3.6 Los puentes de Hierro.	90
1.3.6.1 El hierro antes del Tren.	90
1.3.6.2 Primeras aplicaciones del hierro en los puentes del tren.	93
1.3.6.3 Los puentes del tren con alma de hierro.	96
1.3.7 Celosías.	103
1.3.8 Arcos.	110
1.3.9 Puentes Cantilever.	119
1.3.10 Los Puentes Colgantes.	127

CAPÍTULO II.
CLASIFICACIÓN DE MATERIAL RODANTE Y PUENTES PARA VIAS DE
FERROCARRIL.

2.1 Tipos de Trenes y Locomotoras.	132
2.1.1 Clasificación por el tipo de combustible utilizado.	135
2.1.1.1 Locomotora a Vapor.	135
2.1.1.2 Locomotora a Diesel.	140
2.1.1.3 Locomotora Turbina – Eléctrica de gas.	143
2.1.1.4 Locomotora Eléctrica.	146

2.1.1.5 Locomotoras Diesel – Eléctricas.	149
2.1.1.6 Tren Maglev.	150
2.1.2 Clasificación por el tipo de rueda.	154
2.1.2.1 Notación White.	154
2.1.2.2 Arreglo de la Rueda AAR.	163
2.1.3 Clasificación según tren de cargas.	176
2.1.3.1 Vehículos de pasajeros.	176
2.1.3.2 Coches Estándar.	177
2.1.3.3 Coches de Viaje Largo.	178
2.1.3.4 Coches de Carga.	179
2.1.3.5 Furgones.	179
2.1.3.6 Auto Racks.	179
2.1.3.7 Coches Planos.	180
2.1.3.8 Góndolas.	180
2.1.3.9 Tolvas.	181
2.1.3.10 Tolvas Cubiertas.	181
2.1.3.11 Coches Tanques.	182
2.1.4 Clasificación según la velocidad.	182
2.1.4.1 Tren de alta velocidad.	182
2.1.4.2 Trenes de alta velocidad por Región.	183
2.1.4.3 Tren de Velocidad Convencional o moderada.	185
2.1.5 Tipos de Locomotoras que circularán en el Ecuador.	185
2.1.5.1 Características Generales de las Locomotoras GEC Alsthom.	186

2.1.5.2 Sistemas de locomotoras GEC – Alsthom.	187
2.1.5.3 Características Generales de Locomotoras a Vapor Ecuatorianas.	189
2.1.5.4 Autoferros que circula en el Ecuador.	193
2.2 Tipos de Puentes ferroviarios.	194
2.2.1 Puentes de Hormigón con balasto.	195
2.2.1.1 Función del Balasto.	197
2.2.2 Puentes ferroviarios de velocidad convencional.	198
2.2.2.1 Efectos Dinámicos.	199
2.2.2.2 Los puentes de velocidad convencional.	199
2.2.2.3 Acciones Transversales y Longitudinales.	199
2.2.2.4 Puentes de velocidad convencional.	200
2.2.2.5 Interacción Vía Tablero.	200
2.2.3 Puentes ferroviarios de alta velocidad.	201
2.2.3.1 Efectos Dinámicos.	203
2.2.4 Puentes Metálicos con vigas I de alma llena.	204
2.2.5 Puentes Metálicos con cerchas.	206
2.2.5.1 Clasificación de las Cerchas según su inventor.	211
2.2.5.2 Puentes con cerchas de Tablero Inferior.	213
2.2.5.3 Puentes con cerchas de tablero Superior.	218
2.3 Puentes Metálicos con vigas I de alma llena de un vano.	224
2.3.1 Tipos de Puentes Metálicos con vigas I.	224
2.3.2 Utilización en el Ecuador Ejemplos.	226
2.3.3 Elementos estructurales en Puentes Metálicos con Vigas I.	237

2.3.3.1 Superestructura.	237
2.3.3.2 Infraestructura.	237
2.3.3.3 Rieles.	238
2.3.3.4 Guardarriel.	238
2.3.3.5 Durmientes.	239
2.3.3.6 Vigas Maestras o Trabes.	242
2.3.3.7 Vigas Portarrieles.	243
2.3.3.8 Vigas Transversales.	244
2.3.3.9 Aletas de Refuerzo.	245
2.3.3.10 Platabandas.	245
2.3.3.11 Rigidizadores.	246
2.3.3.12 Arriostramiento Horizontal.	246
2.3.3.13 Arriostramiento Lateral (Diafragma).	247
2.3.4 Ventajas y Desventajas.	248
2.3.4.1 Ventajas.	248
2.3.4.2 Desventajas.	248

CAPÍTULO III.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES METÁLICOS CON VIGAS TIPO I DE ALMA LLENA.

3.1 Consideraciones de Análisis y Diseño.	249
3.1.1 Consideraciones de Diseño Global. (Requerimientos Generales)	249
3.1.1.1 Acero Estructural para puentes ferroviarios.	249

3.1.1.2 Acero ASTM A588.	251
3.1.1.3 Soldadura.	252
3.1.2 Criterios de diseño.	252
3.1.2.1 Altura de obra o altura útil. (hu)	252
3.1.2.2 Puentes con altura de obra limitada.	254
3.1.2.3 Puentes para altura de obra (hu) ilimitada.	255
3.1.2.4 Elementos de Tablero de puentes de Ferrocarril.	258
3.1.2.5 Tableros abiertos o calados.	259
3.1.2.6 Tableros con forjado continuo de balasto.	260
3.1.2.7 Separación entre largueros o vigas portarrieles.	261
3.1.2.8 Criterios de diseño de Puentes de ferrocarril para vía en curva.	261
3.1.3 Datos de Diseño.	263
3.1.3.1 Gálibo de Obras.	263
3.1.3.2 Gálibo AREMA.	263
3.1.3.3 Dimensiones para el Cálculo de esfuerzos.	264
3.1.4 Criterio de Dimensionamiento. (Pre dimensionamiento).	264
3.1.5 Fuerzas Actuales en Puentes Ferroviarios de Acero.	268
3.1.5.1 Carga Muerta.	269
3.1.5.2 Carga Viva.	270
3.1.5.2.1 Carga Viva según Normas Americanas.	270
3.1.5.2.1 Carga Viva según Normas Europeas.	274
3.1.5.2.3 Tren Alemán Tipo N.	275
3.1.5.2.4 Tren Alemán Tipo E.	276

3.1.5.2.4 Tren Alemán Tipo G.	277
3.1.5.2.6 Tren tipo español para vía ancha.	283
3.1.5.2.6 Tren tipo español para vía angosta.	284
3.1.5.3 Carga de Impacto IF.	290
3.1.5.3.1 Carga de Impacto debido a efectos verticales Iv.	290
3.1.6 Cálculo de Fuerzas y momentos Inducidos.	291
3.1.6.1 Balanceo y fuerzas dinámicas verticales.	292
3.1.6.2 Efecto Balanceo RE.	293
3.1.6.3 Fuerza Longitudinales por Arranque y frenado.	293
3.1.6.3.1 Fuerzas longitudinales según AREMA.	294
3.1.6.3.1 Fuerzas longitudinales según Norma Argentina.	294
3.1.6.4 Fuerza Centrífuga.	296
3.1.6.4.1 Fuerzas Centrífugas según AREMA.	296
3.1.6.4.2 Fuerzas Centrífugas según Norma Argentina.	299
3.1.7 Distribución de la Carga Viva.	301
3.1.7.1 Distribución de la carga viva en tableros abiertos o calados.	301
3.1.7.2.- Distribución de la carga viva en Tablero con forjado de balasto.	302
3.2 Revisión de métodos para análisis dinámico.	306
3.2.1 Cálculo dinámico con cargas móviles.	306
3.2.2 Métodos Analíticos.	308
3.2.3 Métodos de Elementos Finitos.	309
3.2.4 Cálculo dinámico interacción vehículo estructura.	310
3.3 Modos de vibración de un puente metálico ferroviario.	312

3.3.1. Formulación de elemento finito para vigas.	314
3.4 Análisis Dinámico de Puentes Ferroviarios.	318
3.4.1 Influencia de la Velocidad de la Locomotora.	318
3.4.2 Interacción vehículo – superestructura.	319
3.4.3 Estabilidad Aerodinámica.	324

CAPÍTULO IV.

CÁLCULO Y DISEÑO DE UN PUENTE FERROVIARIO MEDIANTE UNA HOJA ELECTRÓNICA Y MEDIANTE UN MODELO EN SAP 2000.

4.1 Cálculo mediante una hoja electrónica para un Puente metálico ferroviario de Tablero Superior.	332
4.1.1 Pre dimensionamiento.	334
4.1.2 Datos de la locomotora requeridos para el diseño y estimación de fuerzas actuantes.	338
4.1.2.1 Estimación de Fuerzas y Esfuerzos por Carga Muerta.	338
4.1.2.2 Estimación de Fuerzas y Esfuerzos por Carga Viva.	339
4.1.2.3 Cálculo de Coeficiente de Impacto.	348
4.1.2.4 Fuerzas Longitudinales de Frenado y Arranque.	350
4.1.2.5 Fuerza de Viento.	351
4.1.2.6 Diseño Sísmico.	354
4.1.3 Estados principales en los cálculos de Diseño.	358
4.1.4 Chequeos de Diseño.	360
4.1.4.1 Diseño de la Viga Principal o Maestra.	361
4.1.4.2 Chequeo de la Viga Principal a cargas de Fabricación y Erección.	364

4.1.5 Diseño estructural.	364
4.1.5.1 Diseño de patín inferior.	365
4.1.5.2 Diseño de patín superior.	366
4.1.5.3 Diseño detallado del alma.	367
4.1.5.4 Diseño de platabandas.	368
4.1.5.5 Diseño de rigidizadores transversales interiores.	374
4.1.5.6 Diseño de rigidizadores transversales de apoyo.	375
4.1.5.7 Diseño de arriostramientos laterales (Diafragmas).	380
4.1.5.8 Diseño de Arriostramiento Horizontal.	386
4.2 Cálculo Mediante un Modelo en SAP200 de un puente metálico ferroviario metálico de tablero superior.	390
4.2.1 Creación del Modelo a ser analizado.	390
4.2.1.1.- Creación del material.	390
4.2.1.2.- Creación secciones transversales de los elementos estructurales	391
4.2.2 Modelación de Cargas Estáticas.	396
4.2.2.1 Modelación Carga Muerta.	396
4.2.2.2 Modelación Carga Viva.	398
4.2.3 Modelación de Acciones Dinámicas.	402
4.2.3.1 Modelación de Fuerzas Longitudinales.	402
4.2.3.2 Modelación de Fuerzas debido al Viento.	405
4.2.3.3 Modelación de Fuerzas Sísmicas.	407
4.2.4 Asignación de combinaciones de Carga en Sap2000.	413
4.2.5 Procesamiento de Resultados.	417

4.2.5.1 Diseño Estructural del Acero.	417
4.2.6 Análisis de Resultados.	417
4.2.6.1.- Reacciones en los Apoyos.	417
4.2.6.2.- Desplazamientos máximos en Nudos.	419
4.2.6.3.- Esfuerzos Cortantes y Momentos.	421

**CAPÍTULO V.
PLANOS DE INGENIERÍA DE DETALLE.**

5.1.- Planos.	426
---------------	-----

**CAPÍTULO VI
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

6.1 Conclusiones	427
6.1.1 Conclusiones Capítulo I.	427
6.1.2 Conclusiones Capítulo II.	429
6.1.3 Conclusiones Capítulo III.	432
6.1.4 Conclusiones Capítulo IV.	436
6.2 Recomendaciones.	440
 BIBLIOGRAFIA	 441

LISTADO DE TABLAS.

CAPÍTULO I.

Tabla 1.1 Viaductos Ferroviarios en Acero 1823-1909 parte 1.	98
Tabla 1.2 Viaductos Ferroviarios en Acero 1823-1909 parte 2.	99
Tabla 1.3. Viaductos Ferroviarios en Acero 1823-1909 parte 3.	101
Tabla 1.4. Puentes Ferroviarios continuos 1850-1929.	102
Tabla 1.5. Puentes Tipo Armadura Parte 1.	107
Tabla 1.6. Puentes Tipo Armadura Parte 2.	108
Tabla 1.7. Puentes Tipo Armadura Parte 3.	109
Tabla 1.8. Puentes Arco de Acero y de Hierro. Parte 1.	117
Tabla 1.9. Puentes Arco de Acero y de Hierro. Parte 2	118
Tabla 1.10 Puentes cantiléver 1876-1917. Parte 1.	124
Tabla 1.11. Puentes cantiléver 1876-1917. Parte 2.	125

CAPÍTULO II.

Tabla 2.1. Arreglos de Rueda de locomotoras a Vapor.	157
Tabla 2.2. Longitud de redes ferroviarias según países.	184
Tabla 2.3. Dimensiones de Equipo Tractivo Ecuatoriano.	185
Tabla 2.4. Características Mecánicas de las Locomotoras Alsthom.	186

Tabla 2.5. Características de Tracción de Locomotoras Alsthom.	187
Tabla 2.6. Prestaciones de las Locomotoras Alsthom.	187
Tabla 2.7. Inventario de Locomotoras Ecuatorianas a Vapor.	191
Tabla 2.8. Características de Locomotora mogul 2-6-0.	191
Tabla 2.9. Características de la locomotora Baldwin 2-8-0.	192
Tabla 2.10 Características Mecánicas de Autoferros Ecuatorianos.	194
Tabla 2.11. Tipología de Puentes según la velocidad de la vía.	198
Tabla 2.12. Tabla comparativa de los fenómenos producidos en puentes, en líneas convencionales y alta velocidad.	201

CAPÍTULO III.

Tabla 3.1. Tipos de Acero estructural según Código ASTM.	250
Tabla 3.2. Composición química del acero A588.	251
Tabla 3.3. Requerimientos Mecánicos de Diseño del Acero A588-50W.	252
Tabla 3.4. Alturas de obra (hu) y separación entre vigas maestras.	257
Tabla 3.5. Incrementos de gálibos en curva.	264
Tabla 3.6. Pre dimensionamiento de vigas.	265
Tabla 3.7. Pesos específicos de materiales según AREMA.	270
Tabla 3.8. Valores de esfuerzos para carga Cooper E-80.	274
Tabla 3.9. Momentos flectores provocados por trenes Alemanes.	279

Tabla 3.10. Momentos en cualquier sección, referidos al momento máximo, por trenes alemanes.	280
Tabla 3.11. Esfuerzos de Corte debidos a trenes alemanes.	281
Tabla 3.12. Momentos máximos flectores para tren español vía ancha.	284
Tabla 3.13 Momentos máximos flectores para tren español trocha corta.	286
Tabla 3.14 Momentos en cualquier sección referidos al momento máximo de trenes españoles.	287
Tabla 3.15. Esfuerzos de Corte debido a trenes Españoles.	288

CAPÍTULO IV.

Tabla 4.1. Ángulos de perfiles comerciales de Acero A588.	336
Tabla 4.2. Estimación de carga muerta proveniente de un eje de la vía.	338
Tabla 4.3. Esfuerzo cortante máximo por carga Cooper E-40.	341
Tabla 4.4. Momento Máximo por carga Cooper E-40 a 1/8 L.	343
Tabla 4.5 Momento Máximo por carga Cooper E-40 a 1/4 L.	345
Tabla 4.6 Momento Máximo por carga Cooper E-40 a 3/8 L.	346
Tabla 4.7 Momento Máximo por carga Cooper E-40 a 1/2 L.	348
Tabla 4.8 Datos para el diseño a viento de la Superestructura.	352
Tabla 4.9 Clasificación de puentes por su configuración estructural sísmica.	355
Tabla 4.10. Clasificación de tipo de suelos según parámetros del CEC2000.	356

Tabla 4.11. Ecuaciones celeración Ad en función de periodo de vibración.	357
Tabla 4.12. Valores del factor R según AASHTO.	357
Tabla 4.13. Combinaciones de carga.	359
Tabla 4.14. Propiedades mecánicas del Acero A588.	361
Tabla 4.15. Propiedades mecánicas de la viga principal.	362
Tabla 4.16. Resumen de momentos debido a carga móvil Cooper E.40 cada L/8.368	
Tabla 4.17. Combinaciones de carga utilizadas en el Diseño.	414
Tabla 4.18. Reacciones en los Apoyos de la superestructura.	418
Tabla 4.19. Desplazamientos máximos en los nudos.	420

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO I.

Figura 1.1. Obreros junto a locomotora a vapor.	46
Figura 1.2. Perfil longitudinal y en planta Vía Durán- Quito.	47
Figura 1.3. Celebración por conclusión de carril en la Nariz del Diablo.	49
Figura 1.4. Descarrilamiento de locomotora 12 en Vía Durán – Quito.	52
Figura 1.5. Túnel Nro. 2 tramo Huigra – Sibambe.	57
Figura 1.6. Puente Ferroviario en zona del Rio Chimbo.	59
Figura 1.7. Cantera para la construcción del Ferrocarril.	61
Figura 1.8. Locomotora a vapor descendiendo por la nariz del diablo.	62
Figura 1.9. Gráfico extracción de material de los zigzag de la nariz del Diablo.	63
Figura 1.10. Locomotora sobre puente ferroviario tipo cercha.	65
Figura 1.11. Locomotora a vapor sobre puente férreo.	66
Figura 1.12. Construcción de muro de contención, para puente de Shucos.	67
Figura 1.13. Celebración de la llegada del primer tren a Quito.	73
Figura 1.14. Locomotora electro diesel con vagones con turistas.	74
Figura 1.15. Autoferro girando en una tornamesa.	74
Figura 1.16. Puente romano Alcántara, Cáceres.	78
Figura 1.17. Puente Neuf, París (1606).	78

Figura 1.18. Viaducto en la pionera línea continental, de Semmering. 1854.	79
Figura 1.19. Viaducto de Aix-en-Provence, en la línea a Marsella.	82
Figura 1.20. Harringworth Viaduct, uno de los más largos viaductos de piedra.	83
Figura 1.21. Viaducto de Goltzsch (1851).	84
Figura 1.22. Viaducto de Lozoya (línea Madrid-Burgos. 1968	85
Figura 1.23. Celosía tipo Howe en el Canadian Pacific Railway (1885)	88
Figura 1.24. Primer puente ferroviario metálico construido en 1823.	91
Figura 1.25. Arco propuesto por Telford, en remplazo al Old London Bridge.	92
Figura 1.26. Puente colgante de Telford sobre el estrecho de Menai.	93
Figura 1.27. Puente en la línea London – Birmingham.	95
Figura 1.28. Puente Royal Albert. (1859)	96
Figura 1.29. Puentes sobre el río Fraser para el Canadian Pacific Railway.	97
Figura 1.30. Viaducto típico, donde con las dimensiones más importantes	100
Figura 1.31. Elevación de la celosía tipo Bollman sobre el río Potomac.	103
Figura 1.32. Elevación de celosía tipo Haupt en Pennsylvania (1854)	103
Figura 1.33. Esquemas básicos de los más comunes tipos de celosía	104
Figura 1.34. Celosía tipo Whipple del puente de Old Plattsmouth.	105
Figura 1.35. Locomotora sobre celosía Tipo Fink	105
Figura 1.36. Viaducto de Saint-Mammes, Río Loing en la línea Paris-Dijon	110

Figura 1.37. Viaducto británico de Victoria (Arley-Worcester, 1862).	111
Figura 1.38. Arco bowstring de Mokwearmouth, sobre el río Wear (1879).	112
Figura 1.39. Arco de Chapina sobre el Guadalquivir (1880).	113
Figura 1.40. El puente de María Pía sobre el Duero (Oporto,1877).	114
Figura 1.41. Viaducto de Garabit en el macizo central francés.	116
Figura 1.42. . Puente para el paso del Michigan Central Railroad.	120
Figura 1.43. Puente de Poughkeepsie sobre el río Hudson (1888)	121
Figura 1.44. Imagen explicativa funcionamiento puente Cantiléver.	121
Figura 1.45. Vista de la elevación del tramo central del puente de Quebec.	122
Figura 1.46. Elevación del tramo central del puente de Quebec y su colapso.	123
Figura 1.47. Perfil de puente Cantilever.	126
Figura 1.48. Grabado del Puente sobre el Niágara.	130

CAPÍTULO II.

Figura 2.1. Tren basculante Pendolino fabricado por la Fiat.	133
Figura 2.2. Tren funicular para ascenso de montañas	134
Figura 2.3. Tren subterráneo urbano o metro	135
Figura 2.4. Elementos que intervienen en el funcionamiento de una locomotora a vapor.	137
Figura 2.5. Esquema de Locomotora a vapor antigua.	138
Figura 2.6. Locomotora a vapor antigua.	140

Figura 2.7. Locomotora Alsthom a diesel una de las primeras en Latinoamérica	142
Figura 2.8. Locomotora a turbina gas-eléctrico.	143
Figura 2.9. Locomotora a turbina gas-eléctrico	145
Figura 2.10. Esquema de locomotora Eléctrica	146
Figura 2.11. Interior de una cabina de una locomotora eléctrica.	148
Figura 2.12. Locomotora eléctrica	149
Figura 2.13. Locomotora Ecuatoriana electro-diesel Alsthom	150
Figura 2.14. Tren de levitación magnética Maglev	151
Figura 2.15. Tren de levitación magnética Maglev	152
Figura 2.16. Tren de levitación magnética Maglev	154
Figura 2.17. Locomotora a vapor Big Boy con un arreglo 4-8-8-4.	155
Figura 2.18. Esquemas de locomotoras a vapor con su arreglo de ruedas.	163
Figura 2.19. Locomotora FM OP800 ejemplo de arreglo A1A-2.	165
Figura 2.20. Locomotora ALCO -PA ejemplo de arreglo A1A-A1A	165
Figura 2.21. Locomotora SDP-45 ejemplo de arreglo A1A-B+B	166
Figura 2.22. Locomotora EMD-40 ejemplo de arreglo B	167
Figura 2.23. Locomotora EMD LWT12 ejemplo de arreglo B-1	167
Figura 2.24. Locomotora Baldwin ejemplo de arreglo B-2	168
Figura 2.25. Locomotora EMD FL-9, ejemplo de arreglo B-A1A	169

Figura 2.26. Locomotora EMD-GP ejemplo de arreglo B-B	169
Figura 2.27. Locomotora GE U-50 ejemplo de arreglo B+B-B+B	170
Figura 2.28. Locomotora a vapor ejemplo de arreglo C.	171
Figura 2.29. Locomotora EMD-SD-39M2 ejemplo de arreglo CC, tren de carga.	171
Figura 2.30. Locomotora eléctrica GG1, ejemplo de arreglo 2-C+C-2.	172
Figura 2.31. Locomotora a turbina de la General Electric, ej. arreglo C-C+C-C.	173
Figura 2.32. Locomotora eléctrica PRR-R1, ejemplo de arreglo 2-D-2.	173
Figura 2.33. Locomotora EMD-DE, ejemplo de arreglo D-D.	174
Figura 2.34. Locomotora Baldwin ciempiés, ejemplo de arreglo 2-D+D-2.	175
Figura 2.35. Locomotora eléctrica Little Joe, ejemplo de arreglo 2-D+D-2.	175
Figura 2.36. Locomotora eléctrica Bipolar, ejemplo de arreglo 1B-D+D-B1.	176
Figura 2.37. Imagen interna de coche de pasajeros usado en el Ecuador	177
Figura 2.38. Imagen interna de coche de pasajeros estándar	177
Figura 2.39. Couchette: cama de viaje	178
Figura 2.40. Vagón Furgón.	179
Figura 2.41. Vagón Auto racks.	179
Figura 2.42. Coche plano.	180
Figura 2.43. Vagón Góndola	180
Figura 2.44. Vagón Tolva.	181

Figura 2.45. Tolva cubierta.	181
Figura 2.46. Coche tanque.	182
Figura 2.47. Tren de alta velocidad.	183
Figura 2.48. Tren de alta velocidad	184
Figura 2.49. Locomotora ecuatoriana GEC Alsthom en los años 90.	186
Figura 2.50. Locomotora ecuatoriana GEC Alsthom actualmente.	187
Figura 2.51. Locomotora a Vapor Ecuatoriana.	189
Figura 2.52. Locomotora a Vapor Ecuatoriana en la estación de Chimbacalle.	190
Figura 2.53. Locomotora ecuatoriana a vapor Baldwin 2-6-0.	192
Figura 2.54. Locomotora ecuatoriana a vapor Baldwin 2-6-0	193
Figura 2.55. Autoferro ecuatoriano en el tramo Ibarra- San Lorenzo.	193
Figura 2.56. Autoferros ecuatorianos fuera de funcionamiento.	194
Figura 2.57. Puente de hormigón armado con capa de balasto.	196
Figura 2.58. Puente longitudinal de Puente de hormigón Armado.	196
Figura 2.59. Vista inferior de Puente de hormigón Armado.	197
Figura 2.60. Vía Férrea sobre balasto	197
Figura 2.61. Viga Artesa recomendada para vanos isostáticos.	203
Figura 2.62. Puente con vigas laterales de alma llena sobre el Jarama.	205
Figura 2.63. Puente con vigas I de acero ubicado en el km 89.	206

Figura 2.64. Puente metálico tipo cercha de tablero inferior	207
Figura 2.65. Bases del funcionamiento de las cerchas.	208
Figura 2.66. Viaducto de Grandfey en la línea de Bern- Laussanne.	210
Figura 2.67. Tipos de cerchas según su inventor.	211
Figura 2.68. Cercha tipo Pratt.	212
Figura 2.69. Cerchas tipo Warren. Tablero inferior en puentes.	212
Figura 2.70. Cerchas tipo Warren. Tablero Superior en puentes.	212
Figura 2.71. Esquema de Puente cercha con tablero inferior.	213
Figura 2.72. Puente metálico tipo celosía de 20,83m de luz. Río Chanchán	214.
Figura 2.73. Vista Trasversal de puente cercha con tablero superior	214
Figura 2.74. Vista panorámica del puente metálico tipo celosía de 44,00m de luz.	215
Figura 2.75. Vista Trasversal de puente cercha con tablero superior.	216
Figura 2.76. Vista inferior del puente metálico tipo celosía de 44,00m de luz	216
Figura 2.77. Vista panorámica del puente cercha tablero inferior.	217
Figura 2.78. Puente cercha tablero inferior.	218
Figura 2.79. Sistema de entrepiso y elementos estructurales de la armadura.	218
Figura 2.80. Esquema de Puente cercha con tablero superior.	219
Figura 2.81. Vista panorámica del puente cercha con tablero superior. Ubicado en el Tramo Alausí-Riobamba	220

Figura 2.82. Detalle de elementos estructurales de la celosía.	220
Figura 2.83. Detalle vía férrea. Puente ubicado en el tramo Ambato- Latacunga.	221
Figura 2.84. Sección Transversal de la súper estructura. Puente ubicado en el tramo Ambato- Latacunga	222
Figura 2.85. Puente cercha con tablero superior. Tramo Huigra-Sibambe	223
Figura 2.86. Sección transversal del puente cercha con tablero superior. Ubicado en el Tramo Huigra-Sibambe	223
Figura 2.87. Detalle de vía férrea. Puente ubicado en el tramo Huigra Sibambe	224
Figura 2.88. Puentes ferroviarios Ecuatorianos Vigas Tipo I de Alma llena Tablero inferior	225
Figura 2.89. Puentes ferroviarios Ecuatorianos Vigas Tipo I de Alma llena Tablero superior.	225
Figura 2.90. Vista Panorámica de puente metálico de vigas I tablero inferior. Tramo Latacunga-Quito.	226
Figura 2.91. Sección transversal de puente de vigas I tablero inferior. . Tramo Latacunga-Quito	227
Figura 2.92. Vista panorámica de puente de vigas Tipo I tablero inferior. Tramo Sibambe Alausí	228
Figura 2.93. . Detalle de vigas longitudinales, transversales y cartelas de refuerzo de puente de vigas Tipo I tablero inferior. Tramo Sibambe Alausí	228

Figura 2.94. Sección Transversal de puente de vigas Tipo I tablero inferior. Tramo Huigra-Sibambe	229
Figura 2.95. Viga longitudinal exterior de 2160 mm de altura.	230
Figura 2.96. Conexión de viga exterior a viga transversal.	230
Figura 2.97. Puente de vigas Tipo I tablero superior. Tramo Alausí-Riobamba	231
Figura 2.98. Vía férrea rieles y guardarraíles. Tramo Alausí-Riobamba	232
Figura 2.99. Vista inferior de súper-estructura de puente. Alausí-Riobamba	232
Figura 2.100. Puente de vigas Tipo I tablero superior. Tramo Alausí-Riobamba.	233
Figura 2.101. Pila de mampostería sirve como apoyo a vigas metálicas tipo I	234
Figura 2.102. Detalle de vía férrea rieles y guardarraíles. Alausí-Riobamba.	234
Figura 2.103. Puente de vigas Tipo I tablero superior. Tramo Huigra – Sibambe.	235
Figura 2.104. Vista longitudinal inferior de la súper-estructura de vigas Tipo I tablero superior.	236
Figura 2.105. Estribos en buen estado de vigas Tipo I tablero superior. Tramo Huigra – Sibambe.	236
Figura 2.106. Transversal de súper estructura de vigas Tipo I tablero superior.	237
Figura 2.107. Rieles sobre durmientes.	238
Figura 2.108. Guardarraíles sobre puente de vigas I.	239
Figura 2.109. Durmientes sobre puente de vigas I.	240
Figura 2.110. Durmientes de hormigón tipo mono-bloque.	241

Figura 2.111. Durmientes de hormigón tipo bi-bloque.	241
Figura 2.112. Viga I maestra de la Súper-estructura	243
Figura 2.113. Imagen de Vigas portarrieles.	244
Figura 2.114. Vigas transversales en puentes de vigas I con tablero inferior.	244
Figura 2.115. Aleta de refuerzo en puentes de vigas I con tablero inferior.	245
Figura 2.116. Disposición de platabandas en vigas I.	245
Figura 2.117. Rigidizador en puentes de vigas I con tablero inferior.	246
Figura 2.118. Arriostramiento horizontal en puentes de vigas I tablero inferior.	246
Figura 2.119. Arriostramiento lateral en puentes de vigas I con tablero superior.	247

CAPÍTULO III.

Figura 3.1. Ancho entre vigas maestras según su altura.	253
Figura 3.2. Altura necesaria de balasto.	254
Figura 3.3. Sección Típica de Súper estructura con altura de obra ilimitada (hu).	255
Figura 3.4. Puente con tablero superior.	255
Figura 3.5. Puente con tablero superior. Puente en la zona del Chanchán.	256
Figura 3.6. Puente de tablero superior.	256
Figura 3.6.a. Sección Típica de Puente de tablero inf de luz de hasta 20 m.	257
Figura 3.6.b. Sección Típica de Puente de tablero inf para una luz de 20 a 30 m.	258
Figura 3.6.c. Sección Típica de Puente de tablero inf. para una luz de 30 a 40 m.	258

Figura 3.7. Puente ferroviario Ecuatoriano de tablero abierto o calado.	259
Figura 3.8. Puente ferroviario Ecuatoriano dtablero abierto o calado en Quito.	360
Figura 3.9. Súper estructura con forjado de balasto.	261
Figura 3.10. Gálibo según norma AREMA	263
Figura 3.11. Sección Transversal viga I con platabanda de refuerzo.	267
Figura 3.12. Disposición longitudinal de platabandas en vigas maestras.	267
Figura 3.13. Disposición longitudinal de los rigidizadores en vigas maestras.	268
Figura 3.14.Tren de Cargas Cooper E-80 en unidades inglesas.	271
Figura 3.15.Tren de Cargas Cooper E-80 en unidades del sistema internacional.	272
Figura 3.16.Tren de Cargas Cooper E-40 en unidades del sistema internacional.	272
Figura 3.17.Tren de Cargas Cooper E-40 en unidades inglesas.	273
Figura 3.18. Carga alternativa de 4 ejes según el código AREMA.	273
Figura 3.19. Locomotora de tren alemán tipo N.	275
Figura 3.20. Vagón de mercancías pesadas según normas europeas de1930.	276
Figura 3.21. Tren de cargas que representa locomotoras apagadas en el medio.	276
Figura 3.22. Locomotora de tren alemán tipo E.	277
Figura 3.23.Carga alternativa de Locomotora de tren alemán tipo E utilizado para luces pequeñas.	277
Figura 3.24 Locomotora de tren alemán tipo G.	278

Figura 3.25. Vagón de mercancías ordinarias según normas europeas de 1930.	279
Figura 3.26.a Tren de cargas español de vía ancha.	283
Figura 3.26.b Tren de cargas español de trocha corta.	285
Figura 3.27. Aplicación ER balanceo como porcentaje de la carga de una rueda.	293
Figura 3.28. Fuerzas Centrífugas que actúan sobre la súper estructura.	298
Figura 3.29. Fuerzas Centrífugas en planta actúan sobre la súper estructura.	298
Figura 3.30. Arriostramiento lateral o Diafragma mediante diagonales en cruz.	302
Figura 3.31. Arriostramiento lateral o diafragma mediante diagonales en cruz. Ubicado en la zona del Río Chanchán.	302
Figura 3.32. Distribución Longitudinal de la carga viva hacia el tablero.	303
Figura 3.33. Distribución lateral de la carga viva hacia el tablero.	304
Figura 3.34. Distribución Longitudinal de la carga viva hacia los elementos que soportan el tablero.	306
Figura 3.35. Distribución transversal de la carga viva hacia los elementos que soportan el tablero	306
Figura 3.36. Tres primeros modos de vibración de una viga isostática.	308
Figura 3.40. Definición de la fuerza nodal en el nodo A para una carga móvil F.	210
Figura 3.41. Modelo simplificado de interacción vehículo-estructura (Izquierda). Variante al modelo de la derecha.	312
Figura 3.43. Grados de libertad para una viga y numeración de elementos.	315

Figura 3.44. Discretización de elemento Finito.	315
Figura 3.45. Funciones de forma elemento finito.	316
Figura 3.46. Tres primeros modos de vibración de una viga isostática.	318
Figura 3.47. Modelo interacción vehículo súper estructura.	320
Figura 3.48. Modelo matemático interacción vehículo súper estructura.	321
Figura 3.49. Elemento de interacción Vehículo- Estructura.	322
Figura 3.50. Corriente de viento atravesando la súper estructura.	325
Figura 3.51. Fuerzas de la corriente de viento sobre la súper estructura.	327
Figura 3.52. Relación coeficiente de resistencia C_D y el número de Reynolds.	329
Figura 3.53. Relación entre el coeficiente C_D y el coeficiente de solidez f .	330

CAPÍTULO IV.

Figura 4.1. Puente con vigas de alma llena y tablero superior Sibambe Alausí.	333
Figura 4.2. Sección de súper estructura con Diafragmas.	333
Figura 4.3. Sección de la viga principal, luego de pre dimensionamiento.	335
Figura 4.4. Geometría longitudinal de la viga principal.	335
Figura 4.5. Sección Trasversal de puente con medidas principales.	337
Figura 4.6. Carga distribuida aplicada a una de las dos vigas principales.	339
Figura 4.7. Diagrama de fuerzas de corte debido a carga muerta .	339
Figura 4.8. Diagrama de momentos debido a carga muerta.	339

Figura 4.9. Tren de cargas Cooper E40.	340
Figura 4.10. Línea de influencia de corte en uno de los extremos de la viga.	340
Figura 4.11. Aplicación de carga Cooper E40 a la línea de influencia por corte.	341
Figura 4.12. Elevación de vigas principales con platabandas.	342
Figura 4.13. Línea de influencia de momentos a $1/8$ de la luz.	342
Figura 4.14. Aplicación de Cooper E40 sobre línea de influencia a $1/8$ L	343
Figura 4.15. Línea de influencia de momentos a $1/4$ de la luz.	344
Figura 4.16. Aplicación de Cooper E40 sobre línea de influencia a $1/4$ L.	344
Figura 4.17. Línea de influencia de momentos a $3/8$ de la luz.	345
Figura 4.18. Aplicación de Cooper E40 sobre línea de influencia a $3/8$ L.	346
Figura 4.19. Línea de influencia de momentos a $1/2$ de la luz.	347
Figura 4.20. Aplicación Cooper E40 sobre línea de influencia a $1/2$ L.	347
Figura 4.21. Aplicación de fuerzas que causa el efecto de balanceo.	349
Figura 4.22. Fuerza de viento y sus componentes sobre la súper estructura.	352
Figura 4.23. Relación entre el coeficiente C_D y el coeficiente de solidez f .	352
Figura 4.24. Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción.	356
Figura 4.25. Geometría de la sección transversal de la viga principal.	361
Figura 4.26. Geometría y disposición longitudinal de las platabandas.	368
Figura 4.27. Sección Transversal de la viga principal en la Sección 1-2.	369

Figura 4.28. Sección Transversal de la viga principal en la Sección 2-3.	371
Figura 4.29. Sección Transversal de la viga principal en la Sección 3-4.	372
Figura 4.30. Grafico de Abolladura del alma en los apoyos de la viga.	375
Figura 4.31. Elevación Arriostramiento Lateral (Diafragma). Tomado de la hoja de cálculo.	380
Figura 4.32. Elevación Viga principal con Diafragmas.	382
Figura 4.33. Planta Arriostramiento Horizontal.	386
Figura 4.34. Sección Arriostramiento Horizontal	387
Figura 4.35. Modelo creado en el SAP2000 de la súper estructura.	390
Figura 4.36. Definición de propiedades mecánicas de Acero A588 en Sap2000.	391
Figura 4.37. Opciones de secciones de elementos tipo frame.	392
Figura 4.38. Cuadro de diálogo de Sap2000 para creación de la Viga maestra.	393
Figura 4.39. Sap2000 para creación del arriostramiento lateral o diafragma.	393
Figura 4.40. Cuadro de Sap2000 para creación del arriostramiento horizontal.	394
Figura 4.41. Imagen en 3d del modelo en el SAP2000 de la súper estructura.	395
Figura 4.42. Imagen del modelo creado en el SAP2000 de la súper estructura.	395
Figura 4.43. Definición de fuente de masa en SAP2000.	396
Figura 4.44. Definición patrones de carga peso propio de la super estructura.	397
Figura 4.45. Elementos que se cargará con 300 kg/m proveniente de la via ferrea.	397

Figura 4.46. Cuadro de asignación de carga lineal a elementos tipo frame.	398
Figura 4.47. Carga lineal de 300 kg/m sobre vigas principales.	398
Figura 4.48. Elementos tipo frame que se asignará las líneas de tráfico lanes.	399
Figura 4.49. Asignación de las línea de tráfico lanes, a los elementos tipo frame.	399
Figura 4.50. Definición del tipo de vehiculo de diseño en SAP2000.	400
Figura 4.51. Definición de la clase de Vehículo. Se elige la carga cooper E-40.	401
Figura 4.52. Definición del caso de carga para la carga movil de la locomotora.	401
Figura 4.53. Definición de los patrones de cargas debido a fuerzas longitudinales	403
Figura 4.54. Asignación de cargas puntuales de arranque.	403
Figura 4.55. Fuerza de arranque aplicado sobre la súper estructura.	403
Figura 4.56. Asignación de carga de frenado a elementos tipo frame.	404
Figura 4.57. Fuerza de frenado aplicado sobre la súper estructura.	404
Figura 4.58 Fuerza de viento, componentes actúan sobre la súper estructura.	405
Figura 4.59. Relación entre el coeficiente C_D y el coeficiente de solidez f .	405
Figura 4.60. Definición del patrón de carga de viento.	406
Figura 4.61. Asignación de carga de viento a diafragmas en los nodos.	407
Figura 4.62. Fuerza debido al viento aplicado sobre los diafragmas.	407
Figura 4.63. Espectro Elástico del código ecuatoriano de la construcción.	408
Figura 4.64. Primer modo de vibración de la estructura.	409

Figura 4.65. Segundo modo de vibración de la estructura.	409
Figura 4.66. Reacciones en los apoyos.	411
Figura 4.67. Definición de los patrones de carga para sismo.	412
Figura 4.68. Definición del porcentaje del peso propio de la estructura que usará el programa para aplicar la fuerza sísmica en el sentido X.	413
Figura 4.69. Definición del porcentaje del peso propio de la estructura que usará el programa para aplicar la fuerza sísmica en el sentido Y.	413
Figura 4.70. Combinación de carga correspondiente al combo 1.	415
Figura 4.71. Combinación de carga correspondiente al combo 2.	415
Figura 4.72. Combinación de carga correspondiente al combo 3.	415
Figura 4.73. Combinación de carga correspondiente al combo 5.	416
Figura 4.74. Combinación de carga correspondiente al combo 6.	416
Figura 4.75. Combinación de carga correspondiente al combo 7.	416
Figura 4.76. Coeficientes eficiencia diseño en acero de elem estructurales.	417
Figura 4.77. Entramado de la súper estructura con ejes.	418
Figura 4.78. Entramado de la súper estructura con numeración en los nudos.	420
Figura 4.79. Diagrama de esfuerzos por la Locomotora Cooper E-40 a L/8.	422
Figura 4.80. Diagrama de esfuerzos por la Locomotora Cooper E-40 a L/4.	422
Figura 4.81. Diagrama de esfuerzos por la Locomotora Cooper E-40 a 3/8 L.	423

Figura 4.82 Diagrama de esfuerzos por la Locomotora Cooper E-40 a L/2.	423
Figura 4.83 Diagrama de esfuerzos por el Peso propio de la Superestructura.	424
Figura 4.84 Diagrama de Corte y momento causado el Combo 3.	425
Figura 4.85 Diagrama de Corte y momento causado el Combo 6.	425

LISTADO DE ANEXOS.

Memoria de Cálculo de hoja de Excel.

NOMENCLATURA UTILIZADA.

L:	Luz del puente.
S:	Separación entre vigas principales.
H:	Altura de la viga principal.
B:	Base de la viga principal
t_w :	Espesor del alma de vigas I.
t_f :	Espesor de las alas de vigas I.
Bs:	Ancho de rigidizador.
hs:	Altura de rigidizador.
Ns:	Número de rigidizadores.
IF:	Coefficiente por Impacto debido a efectos dinámicos.
Iv:	Coefficiente de Impacto por efectos verticales.
RE:	Coefficiente de Impacto por efecto de balanceo.
FLT:	Fuerza longitudinal de arranque.
FLF:	Fuerza longitudinal de Frenado.
FD:	Componente Horizontal de la fuerza de viento.
Vu:	Velocidad del viento.
f:	Factor de solidez de la superestructura para diseño a viento.
ρ :	Densidad del Aire.
CD:	Coefficiente aerodinámico de la fuerza FD.
A_{RD} :	Área de resistencia de la superestructura a la corriente de viento.
Q:	Fuerza de descarrilamiento.
DL:	Carga Muerta.
LL:	Carga viva.
CF:	Fuerza Centrifuga.
EQx:	Fuerza sísmica en sentido X.
EQy:	Fuerza sísmica en sentido Y.

F_u :	Límite elástico del acero.
F_y :	Límite de fluencia del acero.
E :	Módulo de elasticidad a tensión.
G :	Módulo de elasticidad a corte.
A :	Área de la sección transversal de la viga principal.
I_{yg} :	Momento de inercia gruesa en el sentido Y.
I_{yn} :	Momento de inercia neta en el sentido Y.
S_{yg} :	Módulo de sección gruesa en el sentido Y.
S_{yn} :	Módulo de sección neta en el sentido Y.
I_z :	Inercia en el sentido Z.
r_z :	Radio de giro en el sentido z.
$M_{\max L/8}$:	Momento máximo de flexión a L/8.
$\sigma_{\max L/8}$:	Esfuerzo máximo de flexión aplicado a L/8.
σ_{adm} :	Esfuerzo máximo de flexión aplicado.
$V_{\max L}$:	Corte máximo aplicado a L.
L_{\max} :	Longitud máxima del elemento sin arriostramiento.
τ_{\max} :	Esfuerzo de corte máximo aplicado.
F_{cr} :	Esfuerzo permisible a torsión.
F_{all} :	Esfuerzo admisible.
C_t :	Distancia a la fibra externa en tracción.
h :	Altura de viga principal entre caras interna de patines.
f_c :	Esfuerzo actuante.
a :	Espaciamiento entre rigidizadores transversales.
B_s :	Longitud Ala de rigidizador transversal.
I_{ts} :	Inercia del rigidizador transversal.
q :	Espesor del alma + filete de soldadura.
I_{ebs} :	Inercia efectiva de rigidizadores transversales.
r_{ebs} :	Radio de giro de rigidizadores de apoyo.
A'_{bs} :	Era reducida por uniones de soldadura.

Bbs:	Longitud ala unión rigidizador de apoyo.
tbs	Espesor de rigidizador de apoyo.
Δ adm:	Deflexión admisible.
Δ MLL+I:	Deflexión actuante por carga viva más impacto.
Nal:	Número de arriostramientos laterales.
k:	Factor de longitud efectiva.
Ag:	Área gruesa.
Tall:	Fuerza admisible a tensión.
Ae:	Area efectiva.
Tfat:	Fuerza admisible por fatiga.
Sr fat:	Esfuerzo admisible por fatiga para soldadura.
I ₃₃ :	Inercia del elemnto en el eje local 3-3.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN Y RESEÑA HISTORICA DE PUENTES FERROVIARIOS.

1.1 Introducción.

El sistema de transporte ferroviario desapareció en el Ecuador casi por completo en la última década del siglo XX y la primera del siglo XXI. Hecho que acarreo la carencia de la cultura del tren en la población ecuatoriana, y el escaso desarrollo de la infraestructura y tecnología de este medio de transporte. Dentro de estas tecnologías poco tratadas e investigadas en el país destaca la de la ingeniería civil en todas sus áreas como: la Vial, la Estructural, el área de Pavimentos y la Hidráulica. Esta falta de tratamiento del tema puso un reto a los ingenieros nacionales en el año 2009, al ser lanzado por el gobierno el proyecto de la Rehabilitación de la Vía Férrea Durán –Quito, con una extensión de 466 km, y que históricamente tienen la reputación de ser una de las vías con mayor dificultad de construcción a nivel mundial por la Hidrografía irregular del terreno, como se detallará en el siguiente apartado. El momento de la realización de los estudios de este magno proyecto, se puso de manifiesto que existía muchos buenos técnicos capaces de realizar dicho trabajo, además de existir mucha información publicada nivel mundial, razón por la cual no hubo mayor inconveniente en la finalización de los estudios técnicos. Sin embargo el autor al ser partícipe de este proyecto, denoto la falta de la elaboración de un documento mediante el cual se especifiquen y particularicen los conocimientos técnicos estructurales del componente puentes a la realidad Ecuatoriana. Fue entonces cuando nació la idea de la elaboración del presente trabajo, con la finalidad de dar a conocer todos los conocimientos necesarios para diseñar puentes ferroviarios metálicos. El contenido de este documento

está presentado de forma ordenada de manera de que quien lo lea, entienda por completo e íntegramente todos los aspectos requeridos para el diseño de un puente ferroviario metálico en el Ecuador, específicamente el caso de vigas Tipo I de alma llena. Es por eso que el contenido de esta tesis de finalización de carrera abarca desde la revisión histórica del ferrocarril en el Ecuador, pasando por los conocimientos básicos de ingeniería de locomotoras, hasta llegar al área que nos compete, la de ingeniería en Puentes de acero.

1.2 Revisión Histórica del Ferrocarril en el Ecuador.



Figura1.1 Obreros junto a locomotora a vapor sobre puente férreo en el tramo Alausí-Riobamba.

La terminación del ferrocarril a principios del siglo XX constituye uno de los más significativos proyectos de la historia ecuatoriana. Estimuló la creación de importantes empresas como el diario “El Comercio”, el Banco del Pichincha, y The Ecuadorian Corporation, entre otras.

En Sudamérica, los ferrocarriles eran símbolos de modernización. A mediados del siglo diecinueve, en el mundo entero los ferrocarriles ya eran el medio más importante para el transporte de carga, pasajeros, etc. A un país sin ferrocarril se lo consideraba retrasado, y ninguno quería quedarse atrás en la carrera hacia la construcción de un ferrocarril, de cualquier clase que fuera.

Se debe enfatizar el hecho de que el ferrocarril Guayaquil-Quito fue una obra única en su especie en América Latina. A diferencia de otras que se construyeron para promover las exportaciones, esta tuvo específicamente la finalidad de integrar el mercado nacional

y superar rivalidades regionales. Fue diseñada como la primera fase de un sistema ferroviario nacional que eventualmente uniría a Cuenca y a otras ciudades. Considerando las dificultades extraordinarias, esta obra fue terminada en un tiempo relativamente corto, a un costo razonable, y se incorporó la tecnología más avanzada de esa época para cumplir con el sueño de Alfaro. Fue un verdadero éxito nacional que no se debe subestimar ya que la construcción por sí sola no resolvió todos los problemas existentes en el país.

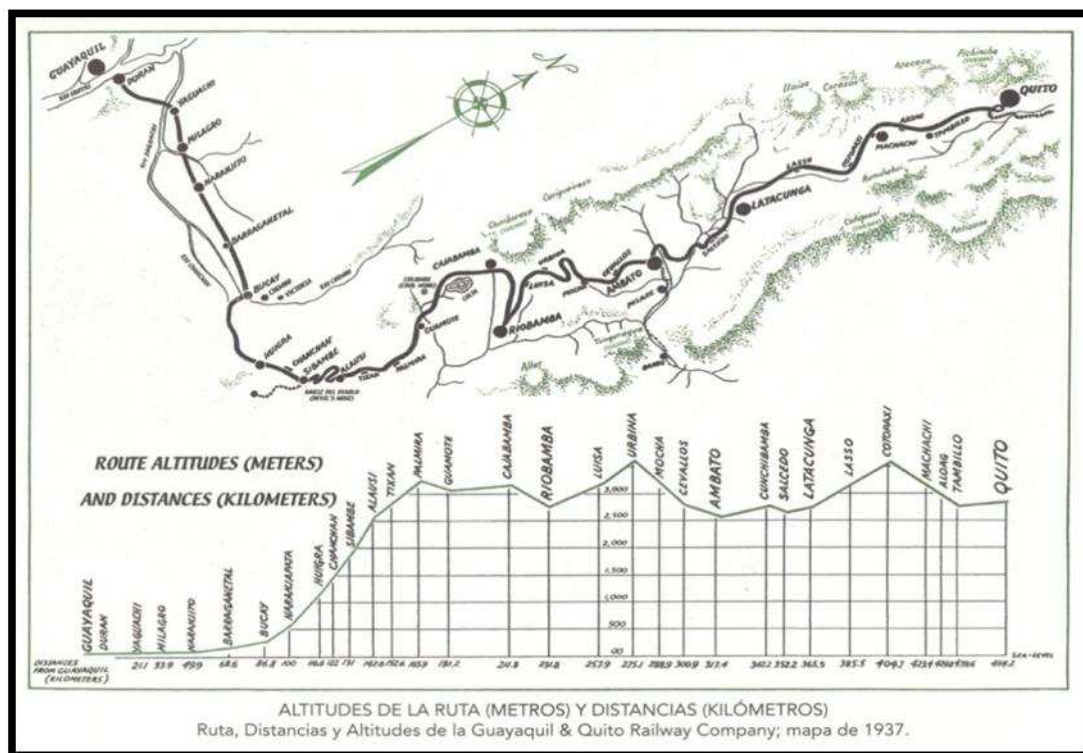


Figura 1.2 Perfil longitudinal y proyecto en planta de la Vía Férrea Durán –Quito.

En las décadas anteriores, muchos hombres habían intentado construir lo que se llamó el Ferrocarril del Sur y todos habían fracasado. Se habían perdido y arruinado muchas vidas humanas así como fortunas. Por este precio, en 1896 no quedaba nada más que un tramo de 104,6 kilómetros de rieles en mal estado que atravesaban las plantaciones de

cacao, azúcar y piña en las tierras bajas del Ecuador. Las podridas durmientes y oxidadas rieles estaban siendo rápidamente devoradas por la selva.

1.2.1.- Orígenes del Ferrocarril del Sur.

La mayor obra pública de García Moreno fue un ambicioso plan para conectar a Guayaquil con Quito, por medio de una serie de caminos públicos, senderos para mulas y un ferrocarril. Así quería plasmar su sueño de unidad nacional. Porque Quito en el interior se encontraba a 482,79 km de distancia de Guayaquil, un sistema de transporte era vital. Contempló la idea de un camino para coches en la Sierra, senderos para mulas a través de las montañas, y el transporte ferrovial y fluvial en las tierras bajas. Esto no solo mejoraría el comercio y la comunicación entre la Sierra y la Costa sino que, también y todavía más importante, facilitaría el movimiento de tropas militares para mantener el control. Según este magno plan, la ferrovía sería el Ferrocarril del Sur que se construiría en el litoral del Ecuador.

Las tierras altas del Ecuador tenían un enorme recurso de mano de obra barata, los indígenas producían artículos de buena calidad y cultivaban abundantes productos agrícolas. Sin embargo, por la Sierra central estos artículos eran transportados en mulas o sobre las espaldas de los indios y costaban un 400 por ciento más al llegar a Guayaquil, esto hacía que Quito quedara fuera del mercado mundial. A Guayaquil le resultaba mucho menos caro importar bienes de otros países por mar que importarlos de Quito.

Así mismo, el costo de los artículos transportados desde las tierras bajas hasta el interior era demasiado caro para muchos serranos. El café, el aguardiente (bebida alcohólica hecha de caña de azúcar) y las frutas tropicales, tenían precios exorbitantes en la Sierra. García Moreno quiso resolver este problema con la construcción del ferrocarril.

Después de diez años de planificarlo y de haberse obtenido el financiamiento inicial, comenzó finalmente la construcción del Ferrocarril del Sur en el pueblito tropical de Yaguachi, a un lado del Río Yaguachi en las tierras bajas del Ecuador, se colocaron las primeras rieles en 1871, dos años después de terminado el ferrocarril transcontinental en los Estados Unidos.

Desde el principio, el ferrocarril sufrió de graves y continuos problemas, empeorados por críticas hostiles. Había una falta permanente de trabajadores, principalmente debido a la escasa población de la Costa. En la Sierra, la población indígena, que trabajaba para la aristocracia española y la Iglesia, estaba prohibida por ley de desplazarse a las tierras bajas y a la Costa. Incluso llegado el siglo XX, el noventa por ciento de la población ecuatoriana todavía vivía en la Sierra. Este sistema feudal garantizaba mano de obra barata en esa región, pero la construcción de la vía férrea exigía trabajadores en las tierras bajas.

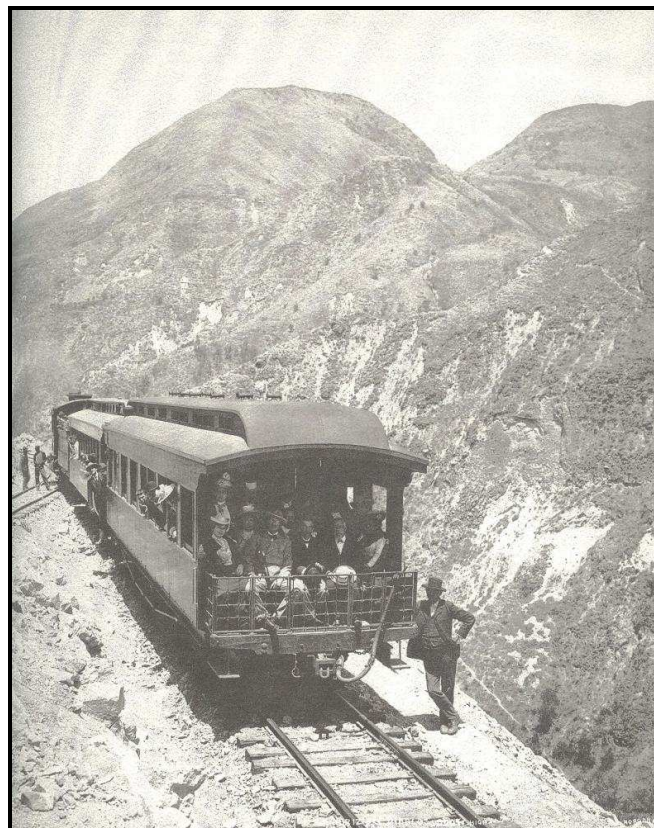


Figura 1.3. Celebración por la conclusión del carril en la nariz del diablo, zigzag superior. Septiembre de 1902. Archer Harman, Eloy Alfaro y otros.

Por cuanto la Costa contaba con una fuerza laboral mínima, había que enganchar hombres en otros lugares del país y transportarlos al lugar de la obra. García Moreno emitió una ley rigurosa según la cual todos los hombres adultos tenían que trabajar en proyectos de transporte público o pagar a alguien que los sustituyera. El sistema de la “mita”, que obligaba a los hombres a trabajar en obras de interés público por un tiempo determinado y un salario bajísimo, fue común en el Ecuador.

Aunque la ley exigía que participaran ‘todos los hombres’, en realidad solo los indios fueron obligados a obedecer y hacer el viaje a las tierras bajas.

En un periodo de tres años, el ferrocarril del sur avanzó solamente hasta Milagro, una distancia de 12 km.

Con el asesinato de García Moreno y la agitación política subsiguiente, se detuvieron las obras del ferrocarril en un pueblo llamado Barraganetal. No obstante, el sucesor de García Moreno, el Doctor Antonio Borrero y Cortázar (1827-1911) se interesó en el ferrocarril, e inmediatamente después de la elección organizó la canalización del Río Yaguachi para dar cabida a buques de vapor de Guayaquil. También ordenó la colocación de postes de telegrafía a lo largo de la ruta para aumentar la comunicación, y la compra de maquinaria de construcción para continuar la vía férrea. También contrató un ingeniero para nivelar el trayecto.

Desafortunadamente, Borrero se convirtió rápidamente en una víctima más de la rueda girante de la política ecuatoriana. En menos de un año, tomó el poder un dictador militar de nombre Ignacio de Veintemilla Villacís (1828-1908) y expulsó a Borrero para declararse dictador del Ecuador.

Veintemilla se interesó poco en el Ferrocarril del Sur y su avance se suspendió en los márgenes del Río Chimbo, al pie de los Andes. La vía férrea, que ya tenía unos 70,80 km de largo, conectaba Yaguachi con Chimbo. Sin embargo, el tren tenía pocos pasajeros porque las mulas y caballos de carga eran escasos en Chimbo, y el ascenso desde ahí hacia las tierras altas era sumamente difícil. Los viajeros y comerciantes preferían subir por el Río Babahoyo hasta la ciudad de ese nombre, desde donde les resultaba más fácil trepar las montañas hacia la Sierra.

El mandato del siguiente presidente del Ecuador, el conservador José María Plácido Caamaño (1827- 1911), fue marcado por un continuo desorden público.

Caamaño se interesó mucho en el proyecto del Ferrocarril. Impaciente con la lentitud de la obra, envió los procesos administrativos y contrató una empresa privada para que supervisara la construcción.

1.2.2. - Marcos Jameson Kelly: la Kelly Company

En 1885, el ingeniero británico, Marcos Jameson Kelly, y su empresa, la Kelly Company, obtuvieron el contrato de construcción del Ferrocarril del Sur. Kelly, quien había trabajado anteriormente en el ferrocarril Oroya en el Perú, tenía la reputación de ser un excelente ingeniero en vías férreas de montaña.

La empresa de Kelly fue contratada para seguir construyendo la vía desde Chimbo, que ascendería las montañas hasta llegar a Quito. La ruta seguía por el valle del Río Chimbo hacia el poblado de Sibambe, 80,46 km después de Chimbo. En un principio, Kelly se asoció con unos capitalistas de Guayaquil pero le fue necesario recurrir a Europa para el financiamiento. Ayudado por bancos franceses, aportó cuatro locomotoras nuevas, cuatro coches de pasajeros, doce vagones de carga y cuatro vagones de ganado. Según el contrato, la obra se concluiría en cuatro años.

Para Kelly, tal como para García Moreno, uno de los problemas más difíciles fue la mano de obra. A mediados de 1880, la población del Ecuador era de unos 1.5 millones, pero la mayoría de los hombres aptos para el trabajo estaban dedicados a la industria agrícola en las tierras altas. Por ello, el gobierno siguió obligando a los peones de la Sierra a trasladarse a las tierras bajas para trabajar en la vía férrea.

En 1888, Kelly recurrió al pago de un sucre por cada día adicional a fin de atraerlos al clima tropical y asegurarse de su cooperación. Pero, hubo muy pocos que aceptaron porque temían por sus vidas y con sobrada razón, ya que las condiciones malsanas y la separación de sus familias los volvían vulnerables a enfermedades.

Cuando 500 peones murieron de malaria y fiebres durante una estación de lluvias y otros murieron por mordeduras de serpientes, los demás abandonaron los campamentos y huyeron hacia las montañas. Había que hacer algo pues sin trabajadores la construcción del ferrocarril estaba condenada al fracaso.



Figura1.4. Descarrilamiento de locomotora 12 en la vía Durán Quito.

Por todas estas situaciones en junio de 1888 se suspendió el trabajo, y hasta fines de ese año la Compañía Kelly había quebrado: Kelly se marchó del Ecuador anímicamente destrozado y desacreditado.

En ese mismo año, Antonio Flores Jijón (1833-1915) fue elegido presidente del Ecuador. Sin embargo, Flores con la esperanza de captar nuevos préstamos para el ferrocarril, reanudó de inmediato los pagos de la deuda externa. Había otra razón para el interés de Flores en mejorar el crédito del Ecuador: la posibilidad de una vía férrea interamericana desde Hudson Bay hasta el Cabo de Hornos, que conectaría Norteamérica, Centroamérica y Sudamérica y pasaría por el centro del Ecuador.

Flores negociaba un nuevo contrato para la construcción del Ferrocarril del Sur con una nueva compañía. Aunque se iniciaron los trabajos, pronto se frustraron en medio de acusaciones de que el contrato no era lo más conveniente para los intereses del Ecuador.

Hasta 1894, el Gobierno del Ecuador había celebrado no menos de doce contratos formales con empresas privadas para la construcción del Ferrocarril del Sur, entre ellas un consorcio inglés en 1882, un consorcio alemán en 1886 y un consorcio francés en 1890. La vía había avanzado muy poco y lo que se había construido estaba en pedazos.

1.2.3.- General Eloy Alfaro

El ilustre general Eloy Alfaro recientemente nombrado presidente de la tierra ecuatoriana, tenía como misión encontrar capitalistas nacionales o extranjeros dispuestos a financiar y construir una vía férrea que conectara Guayaquil, el principal puerto del Ecuador, con Quito, la vieja capital situada en el altiplano andino.

En 1896, en Nueva York se encontraban reunidos contratistas ferroviarios, como Archer Harman, el cual era financista de varias ferrovías, buques de vapor, etc. Y entre ellos se

encontraba Felipe Carbo (Ministro de relaciones exteriores del Ecuador) y fue aquí en donde propuso a Harman la construcción del Ferrocarril del Sur.

Archer Harman viajó a Ecuador en barco para luego emprender un viaje desde Guayaquil a Quito donde tenía previsto reunirse con el General Eloy Alfaro.

Alfaro creó una comisión constituida igualmente de conservadores y liberales para determinar si Archer era el hombre adecuado para el contrato del ferrocarril. Aunque no participó en la comisión, él se interesó activamente en todas las cuestiones y debates. No es sorprendente que Archer haya tropezado con grandes dificultades para llegar a un entendimiento con los miembros de la comisión. Al mismo tiempo, Alfaro y Ricardo Valdivieso, ministro de Obras Públicas, empezaron una serie de reuniones privadas con Archer y Morley (amigo y secretario de Archer).

1.2.4.- Los estudios del terreno.

Archer organizó un pequeño cuerpo de ingenieros y consiguió un equipo de campaña que le permitiría viajar por el Ecuador y estudiar la vía férrea proyectada. Llevó a cabo un estudio preliminar para situar una línea para el ferrocarril y preparó cuidadosamente una estimación de costos. No se propuso hacer un estudio o definir una ubicación permanente, para lo que habrían sido necesarios varios meses y un gasto considerable. A fin de calcular un valor aproximado de las rasantes y distancias, utilizó un compás, un teodolito de tránsito y estadía, un podómetro y un barómetro aneroide para una verificación aproximada de las elevaciones.

Una vez que concluyó sus estudios de la vía y las estimaciones de costos, Archer regresó a Quito para presentar sus planos y estimaciones a la comisión. Propuso un costo total estimado de \$17 millones de dólares. Esto incluía las mejoras en la vía existente de Durán a Chimbo y la construcción de la vía férrea de Chimbo a Quito.

Después de días de argumentar y negociar modificaciones, Archer, con la colaboración de su intérprete Ramón Vallarino, finalmente pudo afinar los detalles. El contrato de 35 artículos fue aprobado por el Congreso, cláusula por cláusula, y se firmó el 14 de junio de 1897.

Escribió lo siguiente a los inversores con respecto a las cláusulas del contrato:

Las responsabilidades de la Compañía del Ferrocarril eran:

- Hacerse cargo de y asumir la responsabilidad de la vía existente de Durán a Chimbo, y dejarla en buen estado.
- Construir una vía de “carácter permanente” entre el Puente de Chimbo y Quito.
- Ejecutar una “conexión adecuada” entre Durán y Guayaquil.
- Suministrar estaciones, material rodante de primera, muelles y factorías.

El plazo de construcción del ferrocarril fue de seis años y las obras debían comenzar dentro de un año a partir de la firma del contrato. No obstante, en caso de contienda armada interna o externa, rebeliones, terremotos u otros desastres naturales, o epidemias, se permitiría un tiempo adicional.

A la terminación del ferrocarril, la compañía operaría la línea durante 75 años, a partir de lo cual toda la estructura sería traspasada al Gobierno del Ecuador, libre de toda carga. Hasta ese momento, el gobierno daría protección al ferrocarril y rembolsaría a la compañía por cualesquier daño o destrucción de los bienes por turbas o por la acción de los militares ecuatorianos.

El contrato se denominó Contrato Valdivieso-Harman. Alfaro cambió el nombre del ferrocarril, que se llamaba Ferrocarril del Sur, a Ferrocarril Nacional Trasandino. El

nuevo nombre indicaba el futuro trayecto del ferrocarril que cruzaría las tierras bajas del Ecuador, subiría a los Andes y se dirigiría a Quito. No sería solamente una visión del general Eloy Alfaro sino el sueño nacional del Ecuador.

1.2.5.- La Guayaquil & Quito Railway Company

Archer regresó a Nueva York con el contrato en la mano, para crear una compañía que pudiera cumplir las estipulaciones. Constituyó la Guayaquil & Quito Railway Company.

La dirección cablegráfica de la G&Q en Nueva York fue CHIMBORAZO, así llamada por el volcán cuyas tierras cruzaría la vía férrea.

1.2.6.- La deuda externa del Ecuador

Archer fue a Londres y adquirió, o asumió, la deuda externa del Ecuador y la convirtió en bonos del ferrocarril. De esta manera, canceló la deuda nacional. Esta asombrosa operación restableció el crédito del Ecuador de una sola vez, facilitando así la obtención de créditos para financiar la construcción del ferrocarril

Luego de solventar las cuestiones de finanzas y construcción, Archer regresó al Ecuador en abril de 1898 para comenzar los estudios finales del ferrocarril. Llevó consigo a una serie de hombres, entre ellos el coronel William F. Shunk, ex ingeniero jefe del Estudio del Ferrocarril Intercontinental y suegro del hermano de Archer, John Harman. Shunk fue contratado como ingeniero jefe de la G&Q.

La G&Q Railway Company tomó posesión de los 104,6 km de la trocha angosta de 91,44 cm de Yaguachi a Chimbo, y fue ahí donde comenzó el trabajo.

El trabajo en el ferrocarril comenzó de inmediato, bajo la dirección del coronel William F. Shunk. Ingeniero jefe de la G&Q. Shunk fue una persona valiosa para la G&Q. Ya conocía al gobierno, la geología y el sistema de transporte del Ecuador, y tenía años de experiencia y contactos con las industrias del ferrocarril e ingeniería. Shunk había hecho el pedido de dos libros de referencia actualizados sobre la ingeniería de ferrocarriles.



Figura1.5 fotografía del Túnel Nro. 2 en el tramo Huigra Sibambe.

Mientras Shunk y su cuerpo de ingenieros trazaban cuidadosamente el trayecto del ferrocarril y Archer seguía reforzando la parte financiera del proyecto, ambos hombres recibieron la ayuda de un inesperado pero bienvenido elemento de la familia John Alexander Harman llegó al Ecuador después del verano de 1898, y se reunió con su

hermano y suegro para empezar su trabajo como uno de los ingenieros principales del ferrocarril. Leal, confiable, arduo trabajador y notable líder, John era precisamente el hombre que le hacía falta a Archer para construir el ferrocarril. Y, tal como se presentarían los acontecimientos más tarde, Archer necesitaba gente en la cual pudiera confiar totalmente.

En septiembre de 1898, Archer fundó la Ecuador Development Company, de conformidad con las leyes del Estado de Nueva Jersey. La primera junta de accionistas de la nueva compañía se realizó el 21 de septiembre de 1898, en Bayonne, Nueva Jersey.

1.2.7.- The Ecuadorian Association, Ltd.

En Escocia, Archer montó la Ecuadorian Association, Ltd., con respaldo financiero británico y escocés. Es muy probable que, durante este viaje, Archer se haya reunido con el acaudalado Sir James Sivewright. La Association, constituida en febrero de 1899 con un capital de £100.000, se formó para construir y equipar el ferrocarril de Durán a Quito. La Association también asumió el contrato entre el Consejo de Tenedores Extranjeros de Bonos y la G&Q para comprar la deuda externa del Gobierno del Ecuador.

1.2.8.- Inconvenientes Ambientales para la construcción del Ferrocarril

La estación de lluvias de 1900 fue feroz y una de las peores que jamás se hubieran conocido en el Ecuador. Lluvias torrenciales azotaron el valle del Chimbo; llovió día tras día. La precipitación anual promedio en el valle era de 370 centímetros por año, pero cayeron 30,48 cm en veinticuatro horas.

La lluvia saturó la tierra, hasta que el suelo no podía aguantar más agua. Las laderas del valle del Chimbo eran muy altas y empinadas, con 40 a 45 grados de pendiente, y susceptibles a los derrumbamientos. El material natural del suelo era arcilla, que por ser friable y deslizable no pudo resistir el diluvio. La arcilla se licuó; las laderas se deslizaron, enviando tierra pesada y empapada hacia abajo para unirse a la riada. Se hundieron taludes enteros, uno tras otro, destruyendo rieles, puentes y rasantes.

En unos pocos minutos fue destruida una obra cuya construcción demoró meses.

Los trabajadores laboraron día y noche para salvar el ferrocarril, pero fueron destruidos o arrastrados 20,92 km de la recién terminada vía hacia arriba del valle del Chimbo. Lo que quedó estaba cubierto de lodo y derrubios. Cientos de personas murieron. Fue un desastre.

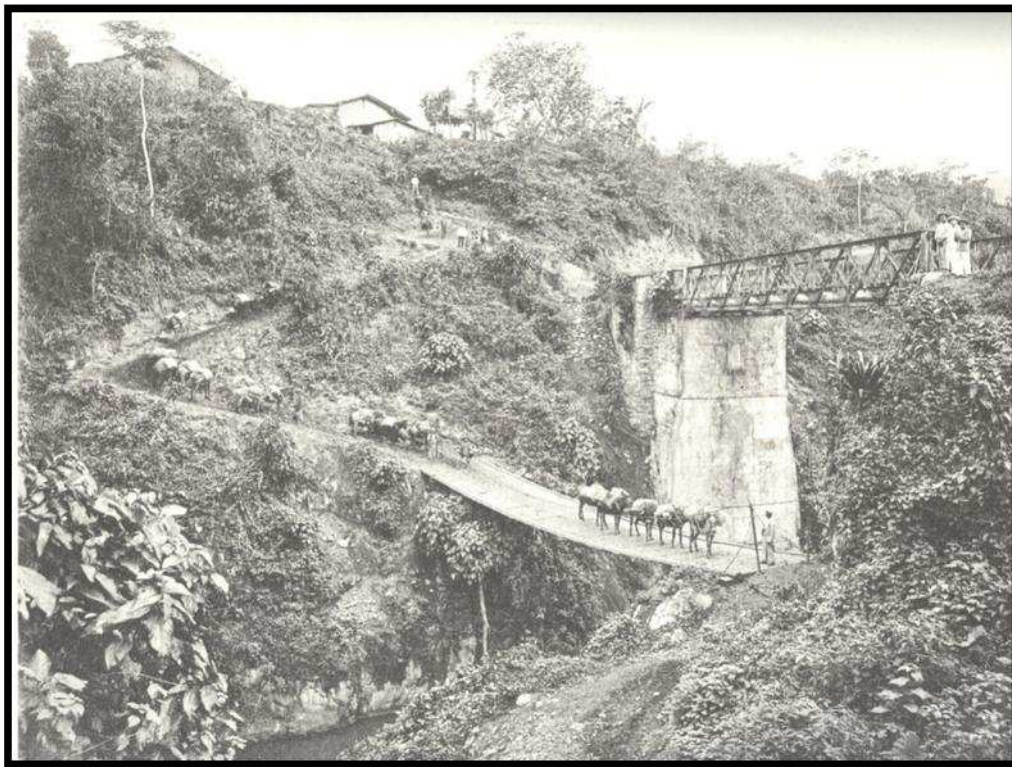


Figura1.6 Puente ferroviario en la zona del río Chimbo en la Victoria.

Cuando se inspeccionaron los daños en el valle del Chimbo, representaban una pérdida no menor a medio millón de dólares para los inversores. Por lo que se decidió que la

actual ubicación de la línea jamás serviría y que sería imposible construir una vía férrea al lado de ese río debido a la inestabilidad del terreno blando y los continuos desprendimientos de tierra. Entonces se pusieron de acuerdo en que lo único que podría hacerse era seguir adelante y buscar una nueva ruta para el ferrocarril.

1.2.9.- Una nueva ruta

Se consideró una alternativa, la del Chanchán. Ya que la selección del cambio de línea facilitaría una vía más directa a Quito y permitiría a la vía férrea subir a las escarpadas montañas, evitando los frecuentes y devastadores derrumbamientos del valle del Río Chimbo. Indicó, además, que el cambio no afectaría ni el presupuesto ni el plazo determinado para llegar a Sibambe.

Mientras tanto, se preparó un minucioso estudio de la situación, y recomendaron que la única línea viable fuera precisamente la que subía por el valle del Río Chanchán. La nueva línea propuesta saldría de Bucay y seguiría el curso de los ríos Chanchán, Alausí y Palmira.

El 10 de marzo de 1900, se escogió y aprobó formalmente la ruta del Chanchán.

Saliendo de Bucay, el trayecto del ferrocarril llevaba a tierras agrestes, sin ninguna presencia ni interferencia humana. Toda la extensión desde Bucay a Alausí, aguas arriba del Río Chanchán, era una enorme zona silvestre, de monte salvaje y peligroso. El mayor Harman relató que los primeros 32,18 km de la línea desde Bucay fueron muy arduos.

Continuó la construcción hacia arriba en el valle del Chanchán y exigió la obra colosal de veinticinco puentes entre Bucay y Licay, la extensa parcela de tierra de Edward Morley situada en el trayecto del ferrocarril. Ahí, en Licay, el pueblo de Huigra se

elevaba hasta una altitud de unos 1.233 metros. Huigra estaba situada a unos 115 km de Guayaquil y a 29 km de Alausí.

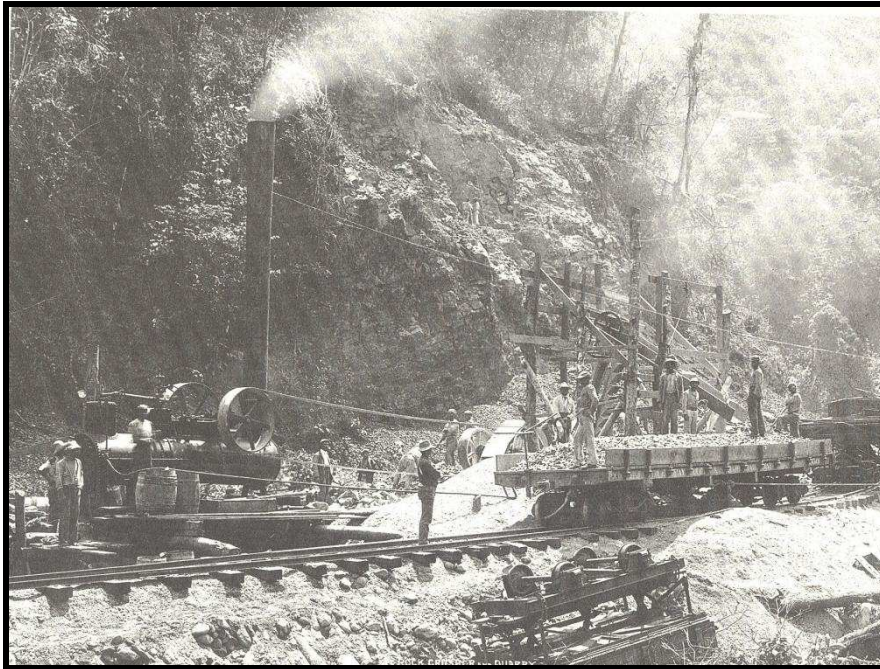


Figura 1.7 Trituradora de piedras y cantera para la construcción del ferrocarril.

1.2.10.- La Nariz del Diablo.

Al paso que avanzaba el ferrocarril por la Nariz y hacia Alausí, se volvía claro para los conservadores que el ferrocarril de la G&Q podría remontar los Andes y llegar hasta Quito.

Por lo tanto se estudiaron los problemas planteados que se podían dar por la Nariz del Diablo y finalmente resolvieron el rompecabezas del Pistishi planificando una serie de zigzags cortados en las paredes de roca. Y así se adaptó el método del zigzag para trepar las vertiginosas alturas de la Nariz, con un zigzag de tres niveles. La vía férrea subiría con un rasante de tres y medio por ciento por una cornisa angosta cortada con voladura en la pared de roca perpendicular de la Nariz y se extendería más allá de una bifurcación en la vía. Cuando el tren sobrepasara la bifurcación, un guardavía saltaría de la

locomotora y levantaría la palanca para cambiar de carril entonces, el tren continuaría ascendiendo hasta la próxima cornisa angosta, en marcha atrás hasta el próximo zigzag. Luego, el guardavía cambiaría nuevamente de carril, y el tren seguiría marchando hacia delante por la cornisa, hasta superar la Nariz del Diablo. Este plan audaz permitía al ferrocarril ascender hasta una altura de 500 metros en 77,24 kilómetros. Un logro asombroso.



Figura1.8 Locomotora a vapor descendiendo la nariz del diablo.

Para una mejor visualización se dibujó cuidadosamente las elevaciones y excavaciones necesarias en cuaderno de diseño técnico, con cada sección marcada y coloreada y con una profusión detalles. Tal como muchos sueños, su sueño requería una planificación cuidadosa. En cuanto la solución en el papel, su siguiente paso fue el de hacer que su sueño fuera una realidad.

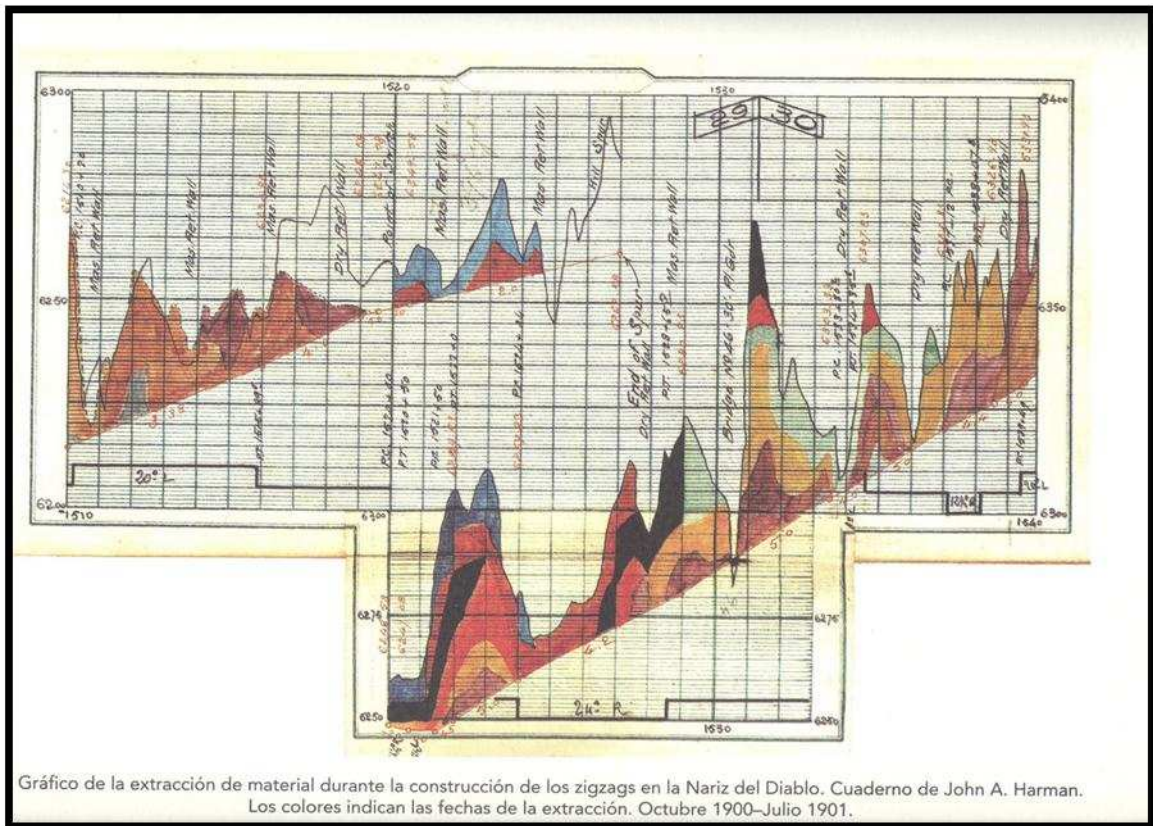


Figura 1.9 Gráfico de la extracción de material durante la construcción de los zigzags en la nariz del diablo. Cuaderno De John Harman.

En la base de la Nariz, los ingenieros y trabajadores escalaron la pared de roca vertical a mano, y, agarrados de la ladera de la montaña formaron una escalera humana para pasar el equipo, instrumentos y suministros de mano en mano.

La nivelación en la Nariz fue un trabajo sumamente difícil y pesado, que requirió la extracción de 57.000 a 96.000 m³ de material por cada 1,6 km, divididos en tierra, rocas sueltas y rocas sólidas, en partes iguales. Debido al terreno escabroso, no eran muy útiles los carros, palas rascadoras o carretas. La tierra y las piedras se sacaban principalmente por la voladura, tarea para la cual los jornaleros jamaquinos eran considerados muy capaces. Para esto utilizaban taladros, pólvora y dinamita para romper la roca sólida de la Nariz. Las explosiones fueron las causantes de pérdidas humanas.

No obstante la pérdida de vidas, los jamaquinos, indios y mestizos siguieron trabajando, horadando para colocar terraplenes en el costado de la montaña. En ese momento, los jornaleros de la G&Q sumaban 2.730 jamaquinos, 240 puertorriqueños, 305 barbadenses y unos 1.800 ecuatorianos. También había los siguientes empleados: 30 en las oficinas, 84 en el departamento de ingeniería, 20 en el departamento de minería; diez en el departamento médico; seis en el departamento jurídico; y 30 en el departamento de operaciones.

A medida que iba avanzando la construcción, una de las bendiciones de haber salido de las tierras bajas hacia las tierras altas fue que, a cierta altitud quedaban atrás los mosquitos, serpientes y jaguares. Pero, a medida que la vía férrea entraba a dinamitazos en un lado de la Nariz del Diablo, otras enfermedades afligían en los campamentos.

El general Leonidas Plaza Gutiérrez (1865-1932) sucedió a Alfaro en la presidencia. Lo importante fue que Plaza seguía centrándose en la importancia del ferrocarril como elemento unificado para el Ecuador

1.2.11.- La vía hacia Alausí:

Arriba en la Nariz del Diablo, los trabajadores del ferrocarril se enfrentaron a la siguiente difícil prueba de los Andes en su avance hacia Alausí, donde instalaron los campamentos. La vía férrea seguía el curso de lo que se conocía como la vuelta de Alausí, serpenteando por las vertiginosas curvas del lecho del Río Alausí, donde plantas de cactus se aferraban a las paredes de los cañones. La vuelta inferior y la vuelta superior de Alausí, en conjunto, ganaron una elevación de 89,43 m para la vía.



Figura 1.10 Locomotora sobre puente ferroviario tipo cercha.

John Harman proyectó un ingenioso muro de protección a un lado de la vía que bordeaba el Río Alausí. La construcción de los muros fue rápida así como barata y eficaz. Los antiguos rieles fueron recortados al largo adecuado y colocados de pie en zanjás, con sus bases hacia fuera y con unos 30,48 cm de separación. Luego, volcaron hormigón alrededor de los rieles, mantenidos en su sitio por moldes hasta que fraguara el hormigón. Después, construyeron una pared liviana detrás de los rieles, con cantos rodados escogidos para el efecto y situados de manera que los extremos descansaran contra las bases de los rieles para que estos no fueran empujados hacia afuera. La cara de las paredes fue encementada. Las paredes fueron sólidamente rellenas con materiales disponibles.

Una vez terminada la vuelta de Alausí, el ferrocarril llegó al pueblo de ese nombre, a 142 km de Durán y con una altitud de 2638 m.

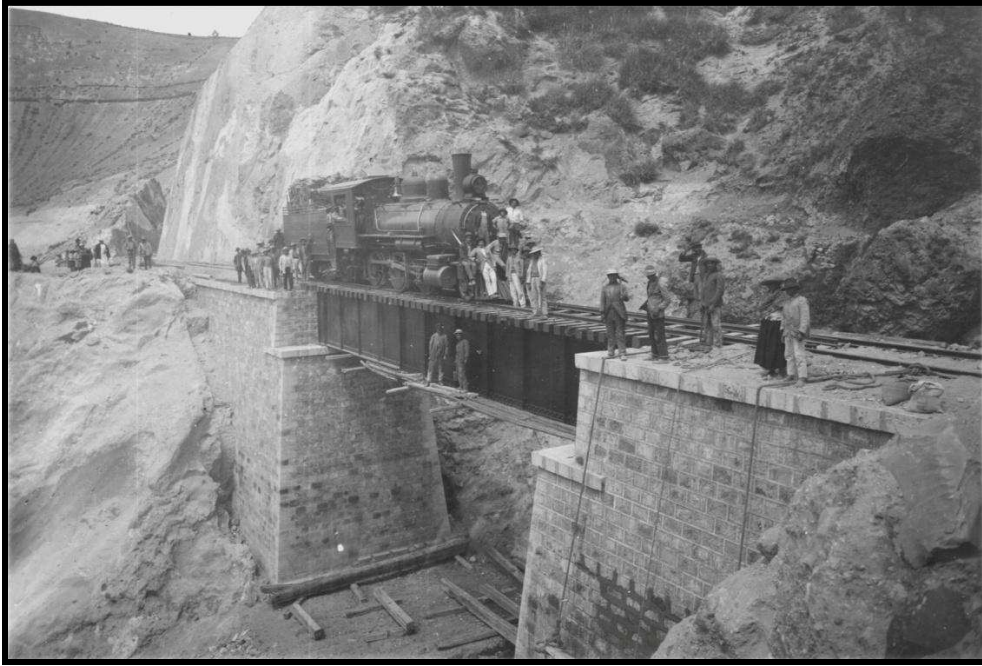


Figura 1.11 Locomotora a vapor sobre puente férreo. Junto trabajadores de la vía.

1.2.12.- La Quebrada de Shucos: el puente del miedo

Continuó la construcción en la serranía, arriba de Alausí, y se informó que no hubo ninguna dificultad especial en la construcción de los puentes, excepto en el No. 59, en el viaducto No. 2, construido sobre una enorme abra llamada la Quebrada de Shucos. Esta profunda quebrada se encontraba cerca del caserío de Tixán, y necesitaba un puente de metal largo y alto, de 115,03 m de longitud y 37,62 m de altura. En este sitio, el trayecto atravesaba una formación geológica única, que solo podía describirse como “una masa de tierra en continuo desplazamiento”

Desafortunadamente, durante la temporada de lluvias, crecidas repentinas y terribles solían surgir de la quebrada, lo cual volvía difícil asentar los cimientos para los pies de las torres y casi imposible montar los andamios, y, menos aun, afirmarlos.

Pero se ingenió un plan para salvar el río con enormes marcos en “A”. Se colocaron cable-vías de acero, que se anclaron en hormigón a ambos lados de la quebrada, y se

extendieron cables hasta el otro lado de la cima; motores elevadores ubicados a cada lado de la cañada impulsaban carros corredizos a través de los cables. Lentamente, en ellos metían las secciones del marco de la torre en “A”, las bajaban dentro de la cañada y las sujetaban hasta que estuvieran fijas, todo lo cual exigió un esfuerzo monumental y una gran coordinación. Una vez que estuvieron colocados los marcos en “A”, se pudo montar una plataforma de base y sobre estos se erigió el gran puente.

Una vez tendido el puente, la construcción del ferrocarril avanzó hacia el pequeño pueblo de Tixán. En las inmediaciones había una mina de azufre y carbón de buena calidad. Los funcionarios de la G&Q en Nueva York estaban deseosos de exportar esos recursos y comenzar a recibir los beneficios de su inversión.

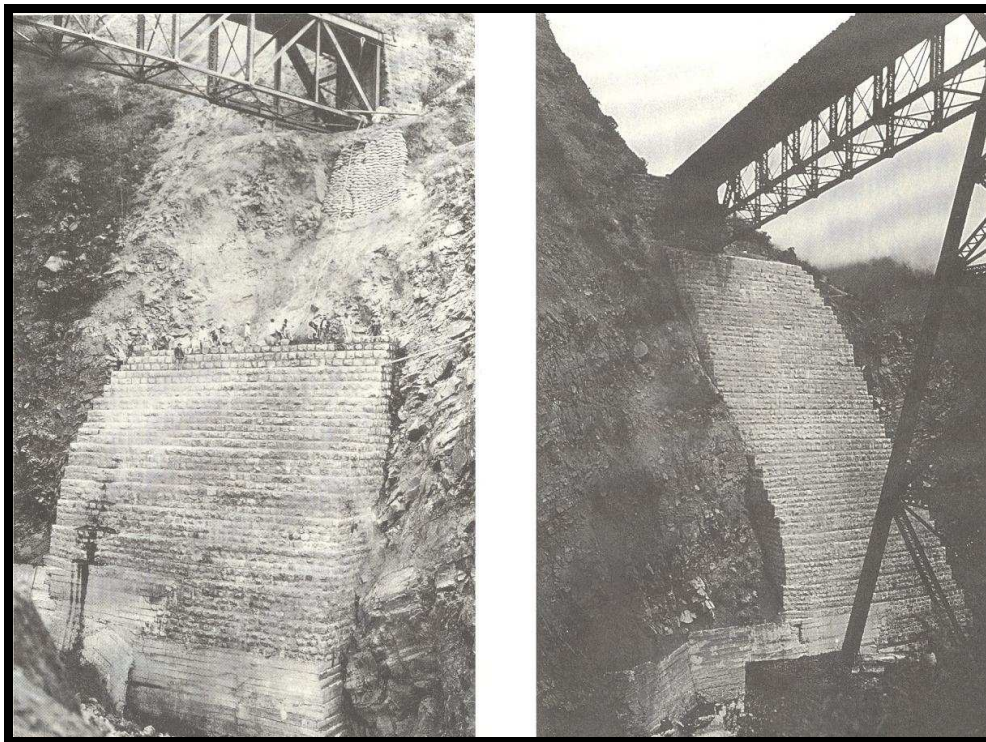


Figura 1.12 Vistas de la construcción muro de contención, para puente de la quebrada de Shucos.

La construcción fue bastante rápida porque la tierra era blanda, los peones excavaban a mano, solamente con azadones y palas. Paredes verticales de más de 30 m fueron

cortadas en el suelo; los bordes de los cortes se solidificaron al exponerse al aire, endureciéndose, sin que hubiera peligro de una erosión subsiguiente.

Las movedizas dunas de arena fueron una insospechada amenaza para el ferrocarril y presentaron un curioso problema. Al principio, 11 ó 13 kilómetros en particular, causaron dificultades porque la arena se tragaba la vía férrea. Los peones, envueltos en remolinos de arena, lucharon para conservar el trabajo de nivelación y construcción. Los ingenieros finalmente conquistaron las arenas, cubriendo el terraplén con una mezcla de arcilla pesada y grava, que mantenía la arena en su lugar creando una barrera contra los vientos.

La vía férrea seguía el curso del Río Chipó por varios kilómetros, cruzaba varios pequeños puentes y avanzaba hasta el pequeño pueblo de Guamote.

Cuando el ferrocarril ya se aproximaba a Guamote, los fondos escasearon una vez más. Para ahorrar tiempo y dinero, los ingenieros utilizaron 29 km del antiguo camino inca.

El ferrocarril ya tenía 185 km de vía. El presidente Plaza se encargó de que Alfaro tuviera una presencia destacada en todas las ceremonias celebrativas de la apertura de los nuevos tramos del ferrocarril.

Pese a que el costo de llegar a Guamote superaba con mucho las estimaciones anteriores tenía que cumplir lo que el ministro de Obras Públicas insistía, que la G&Q reemplace los puentes de madera provisionales del contratista con estructuras permanentes de hierro y mampostería. La G&Q empezó a erigir una serie de puentes de hierro apoyados en mampostería maciza y muros de contención permanentes.

1.2.13.- Las minas de carbón de Columbe.

Hasta marzo de 1904, la mayoría de las estructuras provisionales en la Sierra habían sido remplazadas con obras permanentes. En el Informe Anual, Archer señaló la construcción de varios puentes de hierro asentados sobre mampostería maciza y muros de contención, la colocación de grava y piedras trituradas en una gran parte de la vía, así como nuevos rieles. Declaró que toda la vía férrea entre Durán y Guamote estaba en buen estado de funcionamiento. Quedaban tan solo 233,35 km de la vía que debían tenderse de Guamote a Quito, lo cual se inició en abril de 1904 cuando la G&Q progresó hasta la Laguna de Colta, a 22,5 km de Guamote.

Saliendo de Guamote, la vía del ferrocarril seguía el curso del Río Columbe hasta el pequeño pueblo de Columbe. Ubicada 42 km al sur de la ciudad de Riobamba, la zona proporcionó muchos peones para el ferrocarril. Los peones trabajaron día y noche, martillando remaches y construyendo un enorme puente de hierro sobre el Río Columbe.

Luego se inició la construcción del tramo de 80.46 km. Entre la laguna de Colta y Ambato, la vía férrea avanzó hasta Cajabamba y Desde Cajabamba, la vía continuó hasta la histórica ciudad de Riobamba.

La ruta original del ferrocarril no pasaba por, ni cerca de, Riobamba, pues se había fijado más al norte, por el pueblo de Luisa. En 1903, la G&Q pidió que funcionarios de Riobamba escogieran un sitio para la estación proyectada, y así lo hicieron. Pero, más tarde, la Compañía sería criticada por ello. Por esta razón, la vía del ferrocarril que había estado atravesando la Sierra sin dar un rodeo, repentinamente dio una vuelta atrás en Riobamba para seguir hacia la estación de Luisa.

En julio de 1905, el presidente Plaza asistió a las ceremonias de la entrada en Riobamba de la primera gran locomotora, que llegó arrastrando los coches de primera y segunda clase de color amarillo dorado, con 105 pasajeros.

En 1905, Lizardo García Zorrosa (1842-1927) fue elegido presidente del Ecuador como sucesor del general Leonidas Plaza. García fue posesionado de su cargo en septiembre, y Plaza nombrado ministro del Ecuador ante los Estados Unidos con residencia en Washington D.C.

La revolución de Alfaro, llamada “La Guerra de los Veinte Días”, puso fin al gobierno de García. Alfaro se declaró presidente de la República del Ecuador y un día después, el 17 de enero de 1906, entró victoriosamente en Quito como Jefe Supremo. Su segunda presidencia estaría marcada por tensiones políticas y contiendas, principalmente porque estaba dispuesto a entregar fondos adicionales del gobierno al ferrocarril para llevarlo a buen fin.

Una vez en el poder, Alfaro se encontró de nuevo frente a la crítica situación financiera de la obra del ferrocarril. Cambió a los fiscalizadores ecuatorianos del ferrocarril y, no obstante los muchos problemas que tuvo para conseguir más financiamiento, no dejó de buscarlo. Su objetivo principal fue que el ferrocarril llegue a Quito: que la vía férrea prosiga su curso por los pueblos de Latacunga, Machachi y Tambillo.

Hasta diciembre de 1906, ya se habían realizado 225,3 km de construcción del ferrocarril, el terraplén hacia Quito estaba nivelado, y se estaba tendiendo la vía a un ritmo de 1,6 km por día.

El primero de enero de 1907, el general Eloy Alfaro fue elegido Presidente Constitucional de la República del Ecuador, por segunda vez. Los accionistas del ferrocarril se alegraron por el cambio oficial de gobierno, seguros de que con Alfaro al

mando las perspectivas de las acciones y bonos que bajaban de cotización mejorarían considerablemente.

Hasta principios de febrero de 1907, el número y la fortaleza de los opositores al presidente Alfaro habían crecido. Los rumores que circulaban en Quito atizaban la frustración y la ira contra el líder dictatorial y su inquebrantable apoyo al proyecto del ferrocarril. Se lo acusó de estrangular al país en beneficio propio y de comprometer el futuro de la nación. Parecía que ambos bandos buscaban una excusa para iniciar una gran revolución.

A fines de marzo de 1907, estalló la violencia contra el ferrocarril en Ambato, Quito y Guayaquil. Los jornaleros, persuadidos de que se los estaba reduciendo a la condición de culís chinos para enriquecer a Archer Harman y Eloy Alfaro, salieron a las calles en protesta.

El contrato complementario de fecha 26 de noviembre de 1898, estipulaba que la construcción del ferrocarril concluiría el 14 de junio de 1907. Se acercaba esa fecha y la Provincia de Pichincha solicitó un tribunal de arbitraje que examine y resuelva las controversias existentes entre el gobierno y el ferrocarril.

La construcción del ferrocarril seguía y aunque a un paso lento por la Latacunga, Machachi y Tambillo, hacia su destino final, Quito. Hasta el 18 de agosto de 1907, la vía estaba a solo 79 km de Quito, y trataba de avanzar rápidamente.

Las nuevas locomotoras, adquiridas para sustituir las que fueron dañadas por las tropas militares durante la revolución de 1906, llegaron por fin al Ecuador en septiembre.

En diciembre de 1907, la línea ya se extendía hasta Chasqui, un caserío situado en un alto paso de montañas, aunque no había más de 64 km entre Chasqui y Quito, las profundas quebradas en la ruta necesitaban puentes.

Después de Chasqui, la vía bajaba hasta el pueblo de Machachi, el cual estaba situado en un verde valle de pastizales con hatos de ganado y caballos. Las haciendas y villas se construían en las laderas.

En junio de 1908, Archer, sus ingenieros y cuadrillas laboraron día y noche, con frecuencia a la luz de la luna, para terminar la última parte de la vía férrea hasta Chimbacalle, emplazamiento de la estación en las afueras de Quito. Para ello, tuvieron la colaboración de las largas horas de luz del día en el equinoccio.

El 11 de junio, en preparación para el gran acontecimiento de la entrada del ferrocarril en Quito, el Ecuador emitió un conjunto de siete sellos postales triangulares conmemorativos del ferrocarril. En el sello de un centavo, había la imagen de una locomotora. Los otros sellos presentaban a Gabriel García Moreno, Eloy Alfaro, Abelardo Moncayo, Archer Harman, James Sievewright y el Chimborazo.

El 17 de junio de 1908, once años después de que Archer firmara el contrato original, el ferrocarril quedó abierto al tráfico de Durán a Quito.

1.2.14.- La llegada a Quito

La celebración y apertura oficial del Ferrocarril de Guayaquil a Quito tuvo lugar el día 25 de junio de 1908. Las dudas, frustraciones y oposiciones se disiparon en el ambiente matutino de expectación y alegría. Toda la ciudad estaba elegantemente decorada. Guayaquileños y gente de todo el país vinieron a compartir ese momento trascendental en la historia del Ecuador. Se impidió el tráfico en la ciudad y miles de personas

llenaron las calles y plazas. Soldados desfilaron en celebración de la victoria nacional y el progreso del Ecuador. Familias subieron a la pintoresca colina El Panecillo para ver la llegada del tren de la redención y oír el primer pito de la locomotora.

Los pasajeros de ese primer tren fueron Archer Harman, el presidente Alfaro y su familia, y sus ministros de Estado. En el momento de la llegada, las campanas de todas las iglesias comenzaron a sonar en Quito.



Figura 1.13 Celebración de la llegada del primer tren a Quito 1908.

Los trenes entraban y salían de Chimbacalle todo el día, repletos de pasajeros que querían participar en el suceso histórico. Esa noche, 500 cohetes estallaron en el aire nocturno de la Plaza de la Independencia frente al Palacio.

1.2.15.- Reconstrucción del Ferrocarril

En los últimos años se ha trabajado por la reconstrucción de lo que algún día fue, el logro más importante del Ecuador.

Actualmente en el 2011, el funcionamiento del ferrocarril es una realidad, todo lo que se relacione con el ferrocarril ha sido remodelado y sigue siendo un símbolo nacional que llena de orgullo a la ingeniería de nuestro país, ya que por algo se lo llamó el ferrocarril más difícil del mundo.



Figura 1.14. Locomotora a electro diesel con vagones lleno de turistas.



Figura 1.15. Autoferro de la EFE girando en una tornamesa.

1.3.- Revisión Histórica de Puentes de Ferrocarril.

1.3.1.- Introducción.

El tren es el símbolo de una Revolución Industrial que brotó, en la frontera de los siglos XVIII y XIX, en Inglaterra y se expandió en muy poco tiempo por todo el mundo. Pero los trenes, con las exigentes geometrías de su trazado, reclamaron la construcción de puentes para cumplir una función: sustentar al tren que acababa de nacer. Aunque la mampostería y la madera, sobre todo en construcciones provisionales, tuvieron su protagonismo, pronto nació una nueva generación de puentes de grandes longitudes y con grandes luces, de los que no existían precedentes en lo que se refiere a sus geometrías y estos son los puentes de acero, que se construyeron en un buen número a lo largo de los nuevos trazados. Entonces se inició un capítulo extraordinario de la ingeniería estructural que se extendió durante todo el siglo XIX: “la edad del hierro y del acero estructural”.

La construcción de estos puentes del siglo XIX requirió el desarrollo de nuevas técnicas de análisis estructural o la aplicación generalizada de otras ya disponibles

Tiempo después, con la invención, por artesanos, del hormigón armado, la ralentización por otro lado del impulso ferroviario y la irrupción en todo el mundo, desde sus orígenes americanos, de la cultura del coche y la construcción de novedosas redes de carreteras crecientemente asfaltadas siguiendo la huella de los antiguos trazados para caminantes y carretas, los puentes metálicos ferroviarios se redujeron en número y los que aún se tuvieron que construir pudieron recurrir, también, al nuevo material, el hormigón armado, que no requería mano de obra especializada que, por otra parte, era abundante y poco costosa.

En el siglo XX, siglo de guerras que propiciaron la destrucción de puentes (objetivo siempre estratégico de toda guerra) y siglo también de post-guerras, el mundo tuvo que

reconstruir y crear nuevas redes de infraestructuras que impulsarían de nuevo el progreso económico. Si el hormigón armado ofrecía, por su propia naturaleza, posibilidades limitadas para abordar grandes luces trabajando como dintel –lo que explica la abundancia de puentes en arco de hormigón que se construyeron en la segunda mitad del siglo XX–, la invención por Freyssinet del extraordinario hormigón pretensado y el desarrollo de todas las tecnologías asociadas a este concepto, hicieron posible la construcción de puentes de gran envergadura y dificultad.

El renacimiento del ferrocarril, sustentado por la alta velocidad, demanda nuevas líneas que se van extendiendo muy rápidamente, estas nuevas infraestructuras ferroviarias, con trazados muy exigentes han requerido la construcción de numerosos puentes de gran envergadura y muy exigentes para los que el hormigón pretensado y los aceros moderno, han sido los materiales seleccionados por su eficiencia.

1.3.2.- Los primeros puentes del tren.

En la primera mitad del siglo XVIII era ya muy frecuente emplear vagones sobre raíles para transportar cargas, sobre todo en la minería. Suele considerarse que el primer puente construido para soportar el paso de una vía fue el Causy Arch inglés, levantado en 1721 en el condado de Durham, aunque todos los vagones que circularon por este puente o cualquier otro en los siguientes 100 años lo hicieron arrastrados por caballos.

En 1825, los puentes tuvieron gran impulso debido a que las primeras locomotoras de vapor empezaron a transportar cargas entre las localidades mineras de Stockton y Darlington, en Inglaterra. El éxito de esta línea primigénea llevó a la apertura, en 1830, del trayecto entre Manchester y Liverpool para mercancías y viajeros en lo que habitualmente se considera el nacimiento del ferrocarril tal y como hoy lo conocemos.

Padre e hijo, George y Robert Stephenson, y el contemporáneo del segundo Isambard Kingdom Brunel son los ingenieros cuyos logros destacan en el magnífico legado ingenieril que las primeras décadas del ferrocarril nos dejaron. En 1814, George Stephenson con la intención de facilitar el trabajo en una mina, construyó su primera locomotora que gradualmente iría mejorando hasta que en 1825 su diseño bautizado como “Locomotion” transportó en la línea Stockton-Darlington cargas que superaban las que el mejor equipo de caballos podría arrastrar.

Durante las tres décadas que siguieron al inicio del ferrocarril se tendieron únicamente en Gran Bretaña en torno a 14500 km de vías y se construyeron alrededor de 25000 puentes, lo que supone una media de 16 puentes a la semana.

1.3.3.- Puentes de Piedra.

1.3.3.1.- Antecedentes de la Construcción con piedra.

Probablemente los primeros en utilizar el arco como tipología estructural fueron los chinos más de 20 siglos a.C. Los romanos, por supuesto, también hicieron un uso prolífico del arco aunque los primeros puentes romanos no llegaron hasta el s. II a.C. Los arcos romanos eran en general semicirculares apoyados en pilas de gran anchura, de hasta $\frac{1}{3}$ ó $\frac{1}{2}$ de la luz.

Después de la época romana, el arte de la construcción de puentes arco cayó en el olvido durante toda la alta edad media hasta el siglo XII, momento en que resurgió bajo la influencia de la iglesia y con motivo de las numerosas peregrinaciones. Con el Renacimiento, se infundió una nueva corriente en el diseño de estos puentes con la aparición de los puentes rebajados y de curvatura variable, las luces fueron creciendo aunque manteniendo siempre pilas de gran anchura, no menor que $\frac{1}{6}$ de la luz.

Entre los siglos XVI y XVIII fueron los constructores franceses los más prolíficos y avanzados en el diseño y construcción de puentes arco de obra de fábrica y fue con la aparición de Jean-Rodolphe Perronet, a mediados del s. XVIII, cuando se produjeron cambios sustanciales en su diseño y construcción.



Figura 1.16 Puente romano de Alcántara, Cáceres (año 105-106).



Figura 1.17 Puente Neuf, París (1606).

1.3.3.2.- La piedra o fábrica en los puentes del tren.

Las primeras líneas de ferrocarril de la primera mitad del siglo XIX la piedra se mantenía como el material de referencia, aunque cumplía ya sus últimos años como tal, pues el hierro empezaba firme su imparable andadura. La madera se usaba con gran frecuencia por la rapidez, sencillez y economía de construcción.



Figura 1.18 Derbyshire. Viaducto en la pionera línea continental de Semmering (1854)

La técnica en la construcción de arcos de piedra, había experimentado importantes progresos en el siglo anterior, la mayor parte de la carga que deben resistir los puentes de piedra corresponde a su peso propio y por lo tanto el gran incremento de carga variable que suponía el tren no implicaba una variación drástica de la carga total como sucedía en los arcos de madera o fundición, mucho más ligeros. Esto es especialmente importante en un arco, forma estructural que por entonces acaparaba la construcción de puentes, en el que son las cargas variables no uniformes las que más tienden a alejar la curva de presiones de la directriz del arco, provocando flexiones y alejando por tanto a la estructura de su funcionamiento óptimo.

Así pues, no es de extrañar que en estos primeros años se construyesen este tipo de puentes por millares. Incluso con el desarrollo de la siderurgia y el retroceso gradual de la piedra como material para la construcción de puentes, grandes viaductos de piedra se han seguido levantando a lo largo de todo el siglo XIX y, aunque desde principios del siglo XX, su construcción se ha abandonado prácticamente por completo, son todavía muy numerosos los que siguen y seguirán dando servicio a las líneas.

En las Islas Británicas, según el Transport Research Laboratory se estima que existen cerca de 40000 arcos de fábrica (piedra, ladrillo u hormigón en masa), 33000 de los cuales pertenecen a la red ferroviaria, que tiene en total algo menos de 70000 puentes. Lógicamente, la mayor parte de estos millares de puentes son obras de paso menores, pero ya las primeras líneas nos dejaron magníficos ejemplos de los nuevos viaductos de piedra de gran longitud y altura que traería el ferrocarril.

Un ejemplo temprano de estos puentes lo encontramos ya en la línea entre Manchester y Liverpool, abierta en 1830. Obra de los Stephenson, el viaducto de Sankey cruza el canal de St. Helens y es con sus nueve arcos de 15 metros de luz y sus más de 20 metros de altura el primer gran viaducto de ferrocarril.

Posiblemente el viaducto de piedra de mayor importancia que construyó Robert Stephenson sea el Royal Border Bridge sobre el río Tweed que completó la línea entre Londres y Edimburgo en 1850. Sus 28 arcos de 18.5 metros de luz se construyeron en menos de 3 años con una punta de 2.700 trabajadores en la obra y lo convirtieron en el viaducto de piedra más largo de Gran Bretaña.

Es destacable la mayor anchura de una de las pilas centrales, probablemente como consecuencia de dos fases de cimbrado durante la construcción del puente. El resto de pilas, con un ancho no superior al sexto de la luz y más de 35 m de altura, podrían no ser capaces de soportar el empuje lateral de un arco que por lo tanto debe en todo momento estar contrarrestado por el empuje del arco vecino. Ello obliga a construir todos los arcos a la vez para descimbrarlos simultáneamente, lo que multiplica el

número de las costosas cimbras, haciendo aconsejable en ocasiones dejar pilas intermedias anchas para construir en varias fases reaprovechando las cimbras.

Los viaductos más altos se han resuelto tradicionalmente con arcos poco rebajados, con frecuencia semicirculares, pues en estos casos la mayor flecha del arco incrementa poco el volumen de piedra y no afecta a la cota de la rasante, aspectos que con frecuencia han sido un motivo para rebajar todo lo posible el arco de los puentes de menor longitud y altura. Una mayor relación flecha-luz, además, reduce los empujes horizontales de los arcos lo que puede posibilitar una construcción evolutiva sin necesidad de pilas anchas como la del Royal Border Bridge.

El ferrocarril condujo a importantes avances en el tallado de los sillares para los puentes. Esto fue consecuencia de la construcción de puentes esviados.

Sólo en la originaria línea entre Liverpool y Manchester se contabilizaron 16 puentes esviados. Para los trenes ya no era el puente el que condicionaba al camino, sino el camino el que condicionaba al puente.

El esviaje enfrentaba dos objetivos: el constructivo de que los sillares pudiesen ser idénticos y situarse en hiladas horizontales y paralelas a la línea del estribo, y el estructural de que el plano de la junta entre sillares o dovelas estuviese sólo sometido a compresión, esto es, que se mantuviese perpendicular a la curva de presiones. En un puente esviado la curva de presiones está en un plano paralelo al eje de la vía y no es por tanto perpendicular a la línea de estribos.



Figura 1.19. Viaducto de Aix-en-Provence, en la línea a Marsella.

En las siguientes décadas Gran Bretaña vería aparecer viaductos de piedra o fábrica de una luz, altura y longitud mucho mayor. Los de Victoria (1838), London Road (1846), Stockport (1847) o Sadleworth (1849), todos de la primera mitad de siglo, fueron algunos de los más notables. También se destacó el de Harringworth, de 1879, que alcanzó una longitud de 1.165 metros, el viaducto de la línea London- Greenwich que se había completado en 1836, que se elevaba a 7 metros del suelo compuesto de 878 arcos de ladrillo con una asombrosa longitud total de 6 kilómetros. Con él se buscaba evitar la necesidad de innumerables cruces a nivel en una zona muy poblada, lo que probó ser una decisión acertada pues con los años se poblaría mucho más. Algunos de sus arcos han exigido reparaciones o ampliaciones, pero en general el comportamiento del puente ha sido adecuado y hoy, 170 años después de su construcción, sigue en servicio como el que es, con mucho, el puente de piedra o fábrica más largo del mundo.



Figura 1.20 Haringworth Viaduct, uno de los más largos viaductos de piedra del país, cruzando el río Welland (1879).

Los viaductos de piedra más sobresalientes, sin embargo, se levantarían en la Europa continental. El ferrocarril francés, que avanzaba sólo unos años por detrás del referente británico, tuvo que enfrentarse a una orografía con frecuencia más abrupta que la de las islas y fue en este país donde los viaductos de piedra de gran altura y longitud alcanzaron su mayor expresión.

Entrando ya en la segunda mitad del siglo XIX, en 1856 se levantaría para la línea Paris- Bale el imponente viaducto de Chaumont, de 600 metros de longitud y pilas que con una altura de hasta 50 metros incorporaban arcos de arriostramiento intermedios. El viaducto que desde 1860 domina la localidad de Morlaix alcanzó los 62 metros de altura ya con un solo nivel de arriostramiento. Estos arcos intermedios, de los que el viaducto de Goltzsch (1851) en Alemania llegó a incorporar 4 niveles a lo largo de sus casi 80 metros de altura.



Figura 1.21. Viaducto de Goltzsch (1851), el mayor viaducto de piedra nunca construido.

Todos los puentes de piedra requerían “puentes” previos de madera que soportasen la bóveda durante su construcción. Sólo una vez cerrado en su centro puede el arco soportarse a sí mismo, lo que en épocas clásicas y medievales llevó a la errónea suposición de que la piedra central jugaba un papel más decisivo que el resto, lo que posiblemente tenga que ver con que hoy llamemos a esta pieza “clave” del arco.

En Estados Unidos el material predilecto en los inicios del ferrocarril y hasta la consolidación del hierro fue como veremos la madera, pero la piedra también se empleó en ocasiones. Un ejemplo muy temprano es el único arco del viaducto de Carrollton, en el Baltimore&Ohio Railroad, que data de 1829. El magníficamente proporcionado viaducto de Starruca sería otro ejemplo con 300 metros de longitud y altura de hasta 33 metros, fue construido en 1848 para el New York&Erie Railroad. En el siglo XX. Se realizó el puente de Rockville en 1902 y alcanzó la longitud de 1.164 metros

También en España en la segunda mitad del siglo XIX se construyeron interesantes arcos de piedra. Uno de los primeros y más destacados es el viaducto de Buxadell en Manresa para la línea Barcelona- Zaragoza, de 1859. Ya en la década de 1880 destaca el

viaducto lucense de A Chanca, como también los de Gaia, el Tajo o los Masos. Con la aparición del hormigón en el siglo XX esta tipología cayó en desuso.

Por su forma, en la que se recurre a un arco ojival que recoge la carga de una de las pilas para salvar una luz mayor, el puente de Lozoya recuerda al viaducto de Fontpedrouse, magnífico ejemplo de la imprescindible antifunicularidad de la construcción con piedra, construido en 1915 en la línea pirenaica entre Villefranche y Bourg-Madame.

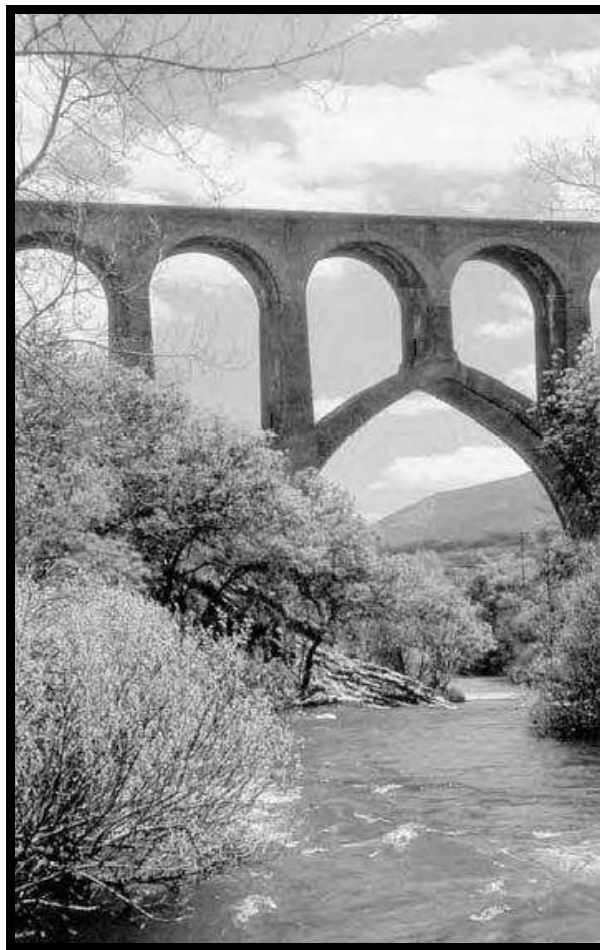


Figura 1.22. Viaducto de Lozoya (línea Madrid-Burgos. 1968).

Basadas en la superior durabilidad de las construcciones con piedra, han seguido ya en el siglo XX ofreciendo magníficos ejemplos tardíos de la construcción con este material. Entre ellas cabría destacar las de línea transpirenaica entre Oleron y Canfranc

o, por supuesto, las que el ferrocarril suizo levantó en sus líneas alpinas y que incluyen espléndidos viaductos como los de Wiesen o Landwasser.

1.3.4.- Puentes de Madera.

La madera es el material que ha servido al hombre en sus primeros pasos sobre los cursos de agua. Los troncos se prestan lógicamente a la construcción del puente más elemental mediante tramos rectos a modo de vigas simples apoyadas en sus extremos. El paso siguiente es el de puentes aporticados en los que la longitud del tramo más largo se reduce mediante jabalcones inclinados. Obras más elaboradas en forma de arcos o vigas en celosía se conocen también desde los romanos, aunque la primera intuición clara sobre el funcionamiento de una viga celosía y el principio de la triangulación, siendo el triángulo la única figura cuya geometría no puede variarse sin cambiar la longitud de uno de sus lados, suele atribuirse al renacentista veneciano Palladio en el siglo XVI.

Los puentes de madera han sido siempre más rápidos y fáciles de construir que los de piedra; la construcción de un puente de piedra, de hecho, requiere la ejecución previa de un puente de madera como cimbra. El suministro y preparación de los elementos de madera para el puente es también mucho más simple. Por lo tanto, los puentes de madera han resultado en general mucho más económicos y sencillos que los de piedra y por ello a lo largo de la historia se han construido muchos más puentes con madera que con ningún otro material.

La madera, sin embargo, plantea problemas de durabilidad y por ello ha acostumbrado a ir asociada a un cierto carácter de provisionalidad. El propio deterioro del material, el riesgo de incendio y la vulnerabilidad frente a las riadas de las pilas de madera son probablemente los tres factores que más han contribuido a acortar la vida de los puentes de madera.

El desarrollo final de los puentes de madera, que no es otro que el desarrollo de las celosías, tuvo lugar en los Estados Unidos donde los pioneros americanos, sin tradición en la construcción con piedra, emplearon los inmensos recursos de los todavía abundantes bosques vírgenes para salvar los cauces del nuevo mundo. A principios del siglo XIX, en un periodo que suele denominarse como el de los “Carpenter engineers”, se levantaron puentes tan sobresalientes como el techado Colossus de 1812 sobre el Schuylkill en Pennsylvania, obra de Wernwag, o el McCals Ferry de 1815 sobre el Susquehanna, construido por Theodore Burr. Con 104 y 110 metros de luz estos puentes, aunque construidos hace casi 200 años, posiblemente sean los puentes de madera de mayor luz que se hayan construido.

1.3.5.- La madera en los puentes del tren.

Con la llegada del ferrocarril a los Estados Unidos puede decirse que la construcción de puentes de madera avanzó por dos caminos diferenciados pero siempre acordes al espíritu del ferrocarril en general y del americano en particular: puentes económicos, de fácil construcción y rápido montaje.

El primer camino continuó la evolución en el diseño y análisis de las celosías que iría asociada a la transición de la madera al hierro. En los años 40 Howe y poco después los hermanos Pratt desarrollaron, y patentaron, sus conocidos diseños de celosía que ya incorporaban barras de hierro forjado trabajando a tracción para los montantes (Howe) o las diagonales (Pratt) de la celosía. Era cuestión de tiempo que también los elementos comprimidos se sustituyesen por barras de fundición y que el hierro pasase a heredar los modelos y patentes que se desarrollaron en un principio para la madera.

El segundo camino fue el de las líneas transcontinentales que avanzaban sin descanso demandando puentes rápidos, económicos y sencillos. Fruto de esta otra tendencia son

las tupidas palizadas que atravesaban los profundos valles norteamericanos y que son sin duda las estructuras de madera cuya imagen ha quedado más íntimamente ligada al inicio del ferrocarril en Norte América y a la conquista del Oeste. Sobre ellas el tablero se conformaba con vigas simples de madera o vigas Howe de poca longitud. Muchas se levantaron (o reconstruyeron) durante la guerra civil de los Estados Unidos, primera en la que el ferrocarril jugó un papel importante y en la que su infraestructura se convirtió, por tanto, en objetivo de guerra. Sin embargo su época dorada llegó tras la guerra con la expansión hacia el Oeste y las grandes líneas transcontinentales de la segunda mitad de siglo. La palizada más conocida probablemente sea la de Portage en el estado de Nueva York, que con 276 metros de longitud y 71 de altura era el viaducto más alto del mundo, aunque son innumerables los ejemplos que merecerían ser destacados.



Figura 1.23. Palizada y celosía tipo Howe en el Canadian Pacific Railway (1885).

En Europa el mayor exponente de la utilización de la madera fue, de nuevo, Isambard Kingdom Brunel a mediados del siglo XIX. Buena muestra de su extraordinario talento

Para sus líneas de South Devon y Cornwall, que siguieron al Great Western Railway a mediados del siglo XIX, fueron necesarios más de 60 viaductos que en su mayoría

Brunel diseñó en madera con una gran diversidad de tipologías. En un momento en el que en Gran Bretaña la experiencia con el hierro ya daba sus frutos, Brunel supo escoger el material no sólo en función de sus posibilidades estructurales sino también teniendo en cuenta otros factores, como la economía, el plazo de ejecución o la disponibilidad en la zona de la línea de los materiales y de mano de obra calificada.

Brunel diseñó varios modelos de viaductos cuya cualidad principal es que podían ser rápida y eficazmente contruidos por cualquier carpintero competente. Brunel, sin embargo, sí puso especial interés en la perdurabilidad de estas estructuras, estudiando la adecuada protección y mantenimiento de la madera y previendo en sus diseños la posible sustitución de los elementos más dañados de la estructura. Fruto de este interés es el que muchas de estas estructuras hayan perdurado en servicio hasta bien entrado el siglo XX, aunque, siendo parte de importantes líneas, hoy han sido todas ya sustituidas, la última en 1934.

También hubo algunos ejemplos en Inglaterra, Francia o Alemania de puentes multiarco de ferrocarril levantando arcos de madera en lugar de los tradicionales de sillería. Las pilas sí se mantuvieron en general de piedra, previendo la posibilidad de que los ligeros arcos de madera se tuviesen que sustituir eventualmente por otros de un material más durable como de hecho sucedió en la mayoría de los casos.

Más tarde, con la llegada a Europa de los modelos de celosía americanos, se construyeron a finales de los años 40 y sobre todo en los años 50 varias celosías de madera en la Europa continental siguiendo estas soluciones.

También en España se recurrió a la madera en las primeras líneas, con ejemplos significativos como el del modesto puente tipo Town sobre el Besós construido ya en

1848 para la primera línea de la península entre Barcelona y Mataró. Estos puentes se apoyaban sobre pilas y estribos de fábrica, pero también con cierta frecuencia sobre apoyos en palizada de madera, como en el caso del primer puente ferroviario sobre el Tajo, de 1851. Uno de los más destacados puentes de madera españoles, con una longitud de más de 140 metros, se construyó también con el modelo Town y pilas en palizada de madera sobre el Turia en la línea de Valencia al Grao, en 1852. En general las luces de estos puentes no superaban los 25 metros.

A partir del último tercio del siglo XIX el empleo de la madera fue cayendo en desuso primero en Europa y más tarde en Estados Unidos. Llegados al siglo XX este material, que había jugado un papel protagonista en los inicios del ferrocarril, quedaba ya relegado, salvo en raras excepciones, a estructuras provisionales. No por ello ha dejado de ofrecer, sin embargo, muchos magníficos “puentes” para cimbrar estructuras de otros materiales, en particular, como veremos, con la llegada del hormigón.

1.3.6.- Los puentes de hierro.

1.3.6.1.- El hierro antes del tren.

El hierro es obviamente progenitor del tren y por lo tanto, previamente a la aparición del ferrocarril moderno en 1830, ya se atesoraba, desde finales del siglo XVIII, una cierta experiencia en la construcción con hierro, impulsada por el progreso de la minería y la siderurgia en Inglaterra. En 1779 los herreros Darby y Wilkinson se adelantaron a su tiempo y levantaron el primer puente de fundición sobre el Severn en Coalbrookdale, hoy punto de paso obligado de las rutas turísticas por el oeste de Inglaterra. Pasarían 17 años hasta la construcción en 1796 del 2º puente metálico sobre el río Wear en Sunderland, con una sorprendente luz de 72 metros según un diseño de Thomas Paine.

El ingeniero que recibió de forma más entusiasta al nuevo material percibiendo su potencial fue de nuevo Thomas Telford, cuya contribución al progreso de las estructuras metálicas fue inmensa. Muestra de la confianza que alcanzó con este material es su conocida propuesta para la sustitución del Old London Bridge sobre el Támesis por un osado arco de fundición de 180 metros en 1801, sólo 5 años después de construir su primer puente de hierro y tercero del mundo sobre el río Severn.

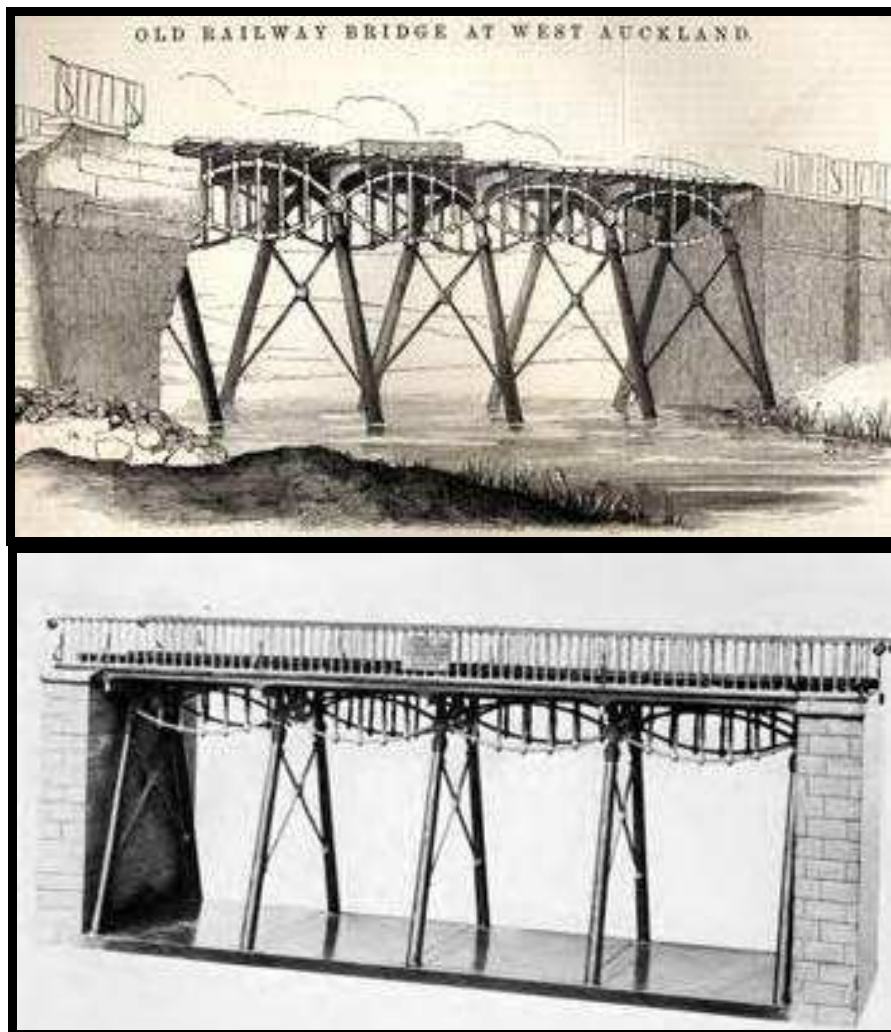


Figura 1.24. Gaunless de George Stephenson. Primer puente ferroviario metálico construido en 1823. Parte de vía férrea Manchester Liverpool.

El puente de Saint-Louis, la pasarela del Pont des Arts en Paris o el puente de Austerlitz sobre el Sena, todos ellos construidos en Francia en la primera década del siglo XIX, son otros ejemplos tempranos de arcos de fundición. Estas primeras muestras de la

utilización del hierro no llegaron a explotar sus características específicas y las tipologías y detalles empleados eran en general adaptaciones de las empleadas en los arcos de piedra y puentes de madera. En general los primeros diseños demostraron falta de rigidez, pues todavía no incorporaban un concepto claro de la triangulación y su ligereza los hacía muy sensibles al paso de las cargas.



Figura 1.25 Arco metálico propuesto por el Ingeniero Telford, para remplazar al Old London Bridge (1801)

En Inglaterra, sin embargo, siguieron experimentando, y sería el mismo Telford, que en su propuesta para el London Bridge no había incluido diagonales, quien resolvería el problema interviniendo en el sistema estático, incorporando diagonales de contraviento horizontal en el arco y de rigidez vertical en los tímpanos, y pasando a considerar arco y tablero como un conjunto. Sus puentes de Bonar de 1810 o el de Craigellachie de 1814, con sus característicos tímpanos rígidos reticulares, son ejemplos de las primeras estructuras concebidas en coherencia con las ventajosas cualidades resistentes de la fundición. Antes de la rigidización con tejidos de barras trianguladas, Telford había diseñado también arcos con tímpanos de chapa maciza como los del acueducto de Pontcysyllte, sin duda otra de sus más espléndidas obras. También Rennie, el otro gran ingeniero de la época, construyó importantes puentes de hierro, y de hecho su puente de Southwark con un arco central de 72 metros supuso en 1819 el record mundial de luz, aunque la contribución de Rennie a las estructuras metálicas, o la del cualquier otro de sus contemporáneos, no es equiparable a la de Telford.

Además de en arcos, desde principios del siglo XIX se empezó a usar también el hierro forjado en los primeros puentes colgantes, primero en Estados Unidos y más tarde en Europa. Aunque como veremos esta experiencia no resultó directamente extrapolable para el inminente ferrocarril, no puede dejar de citarse el magnífico puente sobre el estrecho de Menai de 1826, obra que encumbró definitivamente a Telford .



Figura 1.26. Puente colgante de Telford sobre el estrecho de Menai, con una luz de 177 metros, entre Gales y la isla de Anglesey (1826).

1.3.6.2.- Primeras aplicaciones del hierro en los puentes del tren.

En 1830 el uso del hierro en los puentes podía considerarse habitual en Gran Bretaña y se acumulaba por tanto una cierta experiencia con este material en la construcción de puentes carreteros y acueductos para los canales. La forma estructural típica era como hemos visto el arco de hierro fundido y, en menor medida, el puente colgante con cadenas de hierro forjado.

Sin embargo, esta valiosa y positiva experiencia no resultó siempre directamente favorable al ferrocarril. Los diseños empleados para los puentes colgantes eran

excesivamente flexibles para el paso de las locomotoras, cuyo peso era evidentemente mayor que el de los peatones o carruajes que hasta entonces los cruzaban. Ya en la línea entre Stockton y Darlington de 1825, primera por la que circuló una locomotora, el capitán Samuel Brown construyó, con la colaboración de Robert Stephenson, el primer puente colgante de ferrocarril sobre el río Tees. El puente era mucho menor que otros colgantes carreteros que Brown había construido con éxito, pero no tardaron en darse cuenta de la poca idoneidad de este tipo estructural para el ferrocarril. En efecto, dada la falta de rigidez del tablero toda la estructura sufría importantes deformaciones al paso de los trenes y tuvo que sustituirse al poco tiempo. Los puentes colgantes dejaron de considerarse como una opción para el ferrocarril y los ingenieros del tren se quedaron sin la única tipología conocida para salvar grandes luces.

Sin embargo el arco muchas veces tampoco resultó adecuado para el ferrocarril, pues con frecuencia obligaba a elevar la rasante lo que implicaba no sólo un por entonces muy costoso movimiento de tierras, sino sobre todo unas pendientes que comprometían la funcionalidad de la línea.

La opción del puente de vigas podía resolver estos problemas, pero en cambio solo resultaba práctica para luces pequeñas, pues la fabricación de piezas de fundición de gran tamaño solía producir defectos en éstas. En esta situación se construyeron en los primeros días del ferrocarril puentes metálicos de diversas tipologías no siempre satisfactorias y de los que, al no haber perdurado, existen pocas referencias.

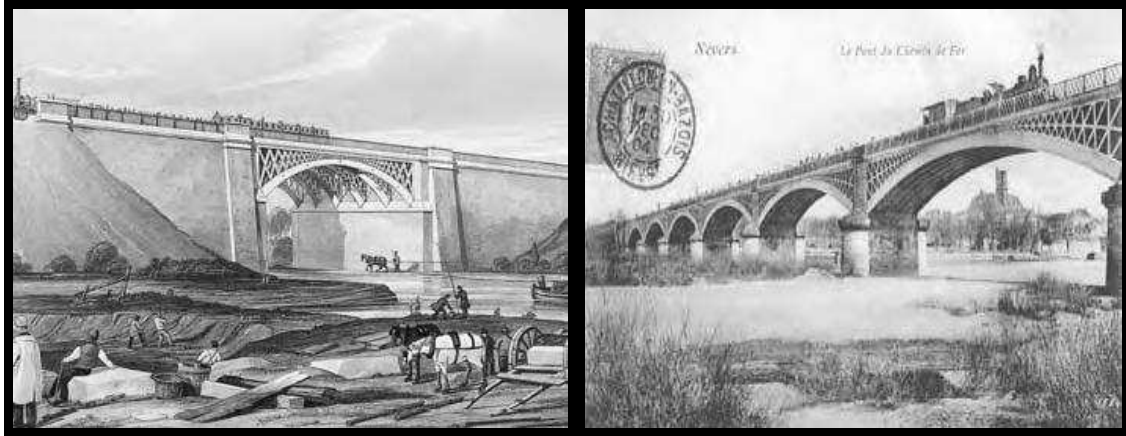


Figura 1.27 Puente en la línea London-Birmingham (1838) y viaductos Ferroviarios franceses de Nevers (1850).

Un intento de resolver el problema fueron las vigas de dovelas de fundición o “compound girder”, que intentaban salvar luces mayores uniendo tramos más cortos de vigas de fundición. Para resistir las tracciones éstas se reforzaron con barras de hierro forjado que incluso se presolicitaban con cuñas hasta tensiones de 124 MPa, en lo que podría considerarse un antepasado del pretensado para un material, la fundición, que como el hormigón no era adecuado para resistir tracciones. Las primeras vigas de este tipo eran de luces cortas, no más de 15 metros. Sin embargo los Stephenson fueron aumentando la luz de este tipo de vigas hasta los 31.7 metros del puente que construyeron sobre el Arno en 1846 para la línea Florencia-Pisa-Livorno.

El mismo año Stephenson construyó el puente de Dee en Chester con 3 vigas de dovelas de fundición de casi 30 metros atadas por barras de hierro forjado. Un año más tarde se añadió una capa mayor de balasto y al paso del siguiente tren el puente se desplomó acabando con la vida de 4 de los pasajeros.

Tras este suceso el hierro fundido prácticamente se abandonó en la construcción de las vigas de nuevos puentes, y los existentes no tardaron en irse sustituyendo, aun así el propio Stephenson encauzaría pocos años después la tecnología de la construcción con

hierro forjado y daría un paso de gigante en el desarrollo y comprensión de los puentes viga en la que fue su obra maestra: el puente tubular de Britannia.

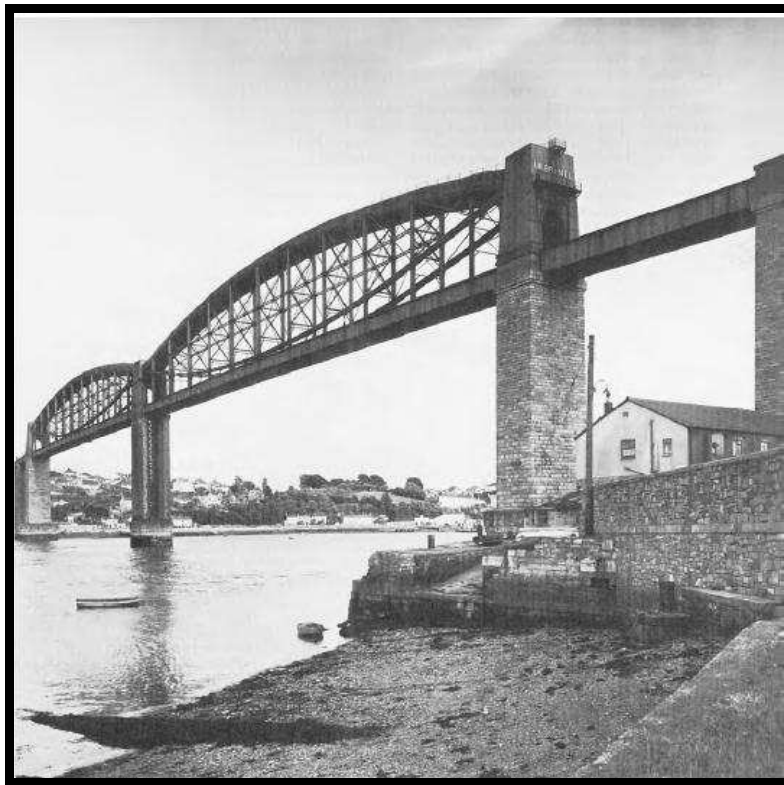


Figura 1.28. Puente Royal Albert construido en 1859, sobre el río Tamar en Saltash Inglaterra.

1.3.6.3.- Los puentes del tren con alma de hierro.

En la segunda mitad del siglo XIX el ferrocarril había tenido un desarrollo tan rápido y la demanda era tal que los ingenieros se vieron empujados a buscar soluciones que les permitiesen enfrentarse a discontinuidades críticas en la red, en forma de profundos valles o anchos estuarios, cuyos pasos ya no era posible posponer.

El hierro trajo la bomba de vapor, la bomba de vapor trajo más carbón y el ferrocarril, y éstos trajeron a su vez más hierro espoleando así, al proporcionar al mismo tiempo la necesidad y el modo de satisfacerla, una época de auge constructor de puentes que se prolongaría hasta finales del siglo XIX.

Las obras del ferrocarril, en otro ejemplo de cómo este proceso se retroalimentó, colaboraron también a asegurar el suministro de hierro al ser con frecuencia artífices del

hallazgo de nuevos yacimientos de minerales férricos en las excavaciones de desmontes y túneles.

Junto con el progreso de la siderurgia en la industria, que abarató el hierro y llevaría al acero, la solución para una demanda de tantos y a menudo tan grandes puentes habría de llegar de la mano del desarrollo de la triangulación que llevaría al dominio de la celosía, ya fuese en forma de viga, pilar o arco. Puede entenderse que ello marca el fin de un periodo, el de los primeros puentes del tren, en el que convivieron muy diversas tipologías y todos los materiales, para pasar a otro en el que el progreso de los grandes puentes pasa a contar con un material y un modo estructural generalizados. El alma de los puentes del tren se hace de hierro, de hierro triangulado.

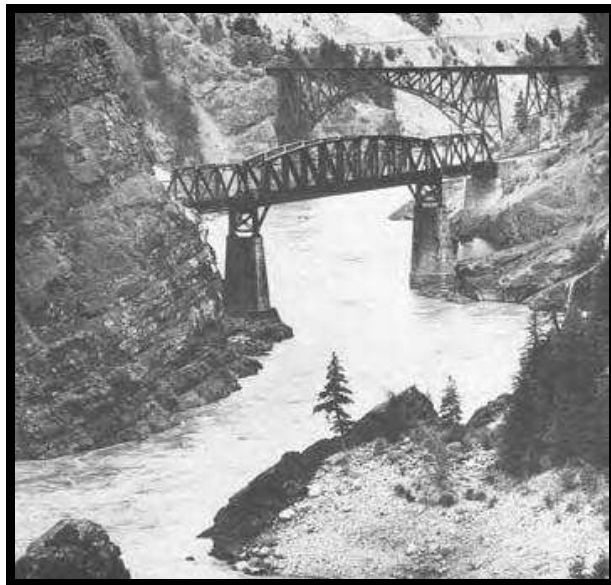


Figura 1.29 Puentes sobre el río Fraser para el Canadian Pacific Railway (1910-1915).

Tabla 1.1 DESTACADOS VIADUCTOS FERROVIARIOS EN ACERO Y HIERRO CONSTRUIDOS ENTRE 1823 A 1909 (parte 1)

Viaducto	Ferrocarril	Ingeniero	Año	Material	Ls (m)	L (m)	H (m)
Gauntless, Uk	Stockton hacia Darlington	G. Stephenson	1823	Hierro Fundido	3.8	15.2	4.6
Newcastle. UK	Noreste	I.K. Brunel	1849	Hierro fundido y forjado	38.1	228.6	25.3
Tray Run	B&O	A. Fink	1853	Hierro Fundido		135.6	17.7
Buckeye	B&O	A. Fink	1853	Hierro Fundido		106.7	14.0
Crumlin, UK	Newport y Hereford	Liddell and Gordon	1857	Hierro Forjado	45.7	548.6	64.0
Guth, PA, Jordan Creek	Catasauqua y Fogelsville	F.C. Lowthorp	1857	Hierro fundido y forjado	30.5	342.0	27.1
Belah, UK		Sir T. Bouch	1860	Hierro fundido y forjado	13.7	292.6	54.9
Weston, ON	Grand Trunk		1860	Hierro	21.9	198.1	21.3
Fribourg, Suiza		Mathieu	1863	Hierro	48.2	396.2	76.2
Creuse, Busseau, Francia		Nordling	1865	Hierro		286.5	48.2
La Cere, Francia	Orleans	Nordling	1866	Hierro		236.2	53.3
Assenheim, Alemania			1866	Hierro			
Angelroda, Alemania			1866	Hierro	30.5	91.4	
Bullock Pen	Cincinnati y Louisville	F.H. Smith	1868	Hierro		143.3	18.3
Lyon Brook, NY			1869	Hierro Forjado	9.1	249.9	49.4
Viaducto de Rapallo			1869	Hierro	9.1	420.6	18.3

Tabla 1.2 DESTACADOS VIADUCTOS FERROVIARIOS EN ACERO Y HIERRO CONSTRUIDOS ENTRE 1823 A 1909 (parte 2)

Viaducto	Ferrocarril	Ingeniero	Año	Material	Ls (m)	L (m)	H (m)
St. Charles. Puente sobre el Río Misisipi			1871				
La Bouble, Francia	Commentary - Gannat	Nordling	1871	Hierro Forjado	48.8	396.2	65.8
Viaducto Bellon, Francia	Commentary - Gannat	Nordling	1871	Acero	39.9		48.8
Verragus, Perú	Lima y Oroya	C.H. Latrobe	1872	Hierro Forjado	33566.1	175.3	78.0
Olter, Francia	Commentary - Gannat	Nordling	1873	Acero			
St. Gall, Francia	Commentary - Gannat	Nordling	1873	Acero			
Horse Shoe Run	Sur de Cincinnati	L.F.G. Bouscaren	1873	Hierro Forjado		274.3	27.1
Cumberland	Sur de Cincinnati	L.F.G. Bouscaren	1873	Hierro Forjado			30.5
Tray Run 2	B&O		1875	Acero			17.7
Fishing Creek	Sur de Cincinnati	L.F.G. Bouscaren	1876	Hierro Forjado			24.1
Mckees Branch	Sur de Cincinnati	L.F.G. Bouscaren	1878	Hierro Forjado			39.0
Portage, NY	Erie	G.S. Morison y O. Chanute	1875	Hierro Forjado	15270.5	249.3	61.9
Staithes, UK	Whitby y Loftus	J. Dixon	1880			210.3	45.7
Oak Orhard, Rochester, NY	Roma		1881	Acero	9.1	210.3	24.4
Kinzua 1, PA	New York y Lago Erie	G.S. Morison y O. Chanute	1882	Hierro Forjado		625.8	92.0
Rosedale, Tronto, ON	Ontario y Quebec	T.C. Clarke y A. Bonzano	1882		9.3		
Dowery Dell, UK	Midland	Sir T. Bouch	1882				

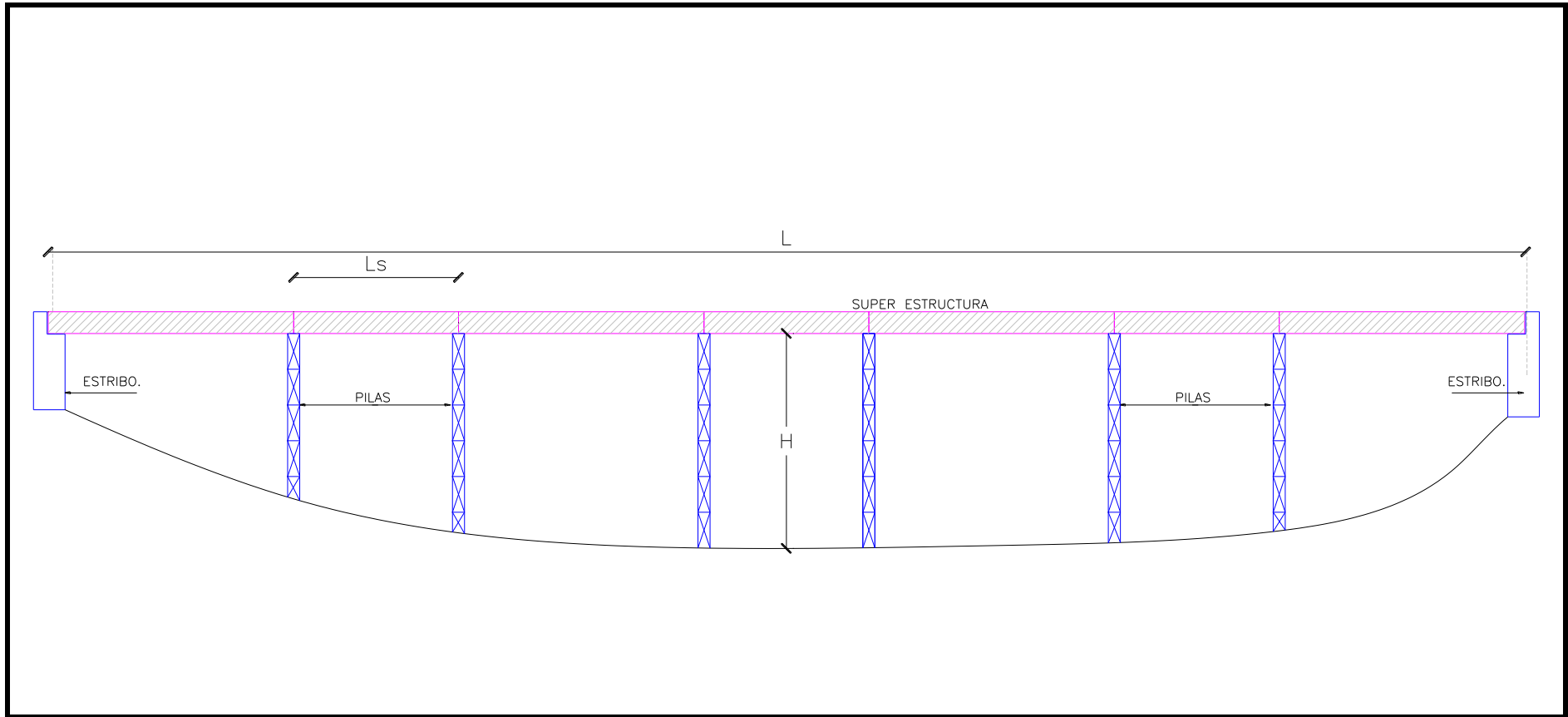


Figura 1.30. Perfil de viaducto típico, donde se indican las dimensiones más importantes longitudinalmente.

Tabla 1.3 DESTACADOS VIADUCTOS FERROVIARIOS EN ACERO Y HIERRO CONSTRUIDOS ENTRE 1823 A 1909 (parte 3)

Viaducto	Ferrocarril	Ingeniero	Año	Material	Ls (m)	L (m)	H (m)
Marent Gulch, MT	Norte del Pacífico		1884	Acero	35.4	243.8	61.0
Loa, Bolivia	Antofagasta		1885 - 1890			243.8	102.4
Malleco, Chile		A. Lasterria	1885 - 1890			365.8	94.5
Souleuvre, Francia			1885 - 1890			365.8	75.3
Moldeau, Alemania			1885 - 1890			270.1	65.2
Schwarzenburg, Alemania			1889	Acero		0.0	0.0
Panther Creek, PA	Wilkes-Barre y Eastern		1893	Acero		502.9	46.9
Pecos, CA			1894	Acero		664.5	97.5
Grasshopper Creek	Chicago y Eastern Illinois		1899	Acero			
Lyon Brook 2, NY	Nueva York		1894	Acero	9.1	249.9	49.4
Kinzua 2, PA	Nueva York	C.R. Grimm	1900	Acero		625.4	92.0
Gokteik, Burma	Burma	Sir A. Rendel	1900	Acero		688.8	97.5
Boone, IA	Chicago	G.S. Morison	1901	Acero	1394551.4	818.4	56.4
Portage, NY 2	Erie		1903	Acero	15270.5	249.3	61.9
Richland Creek, IN			1906	Acero	12.4		48.2
Moodna Creek	Erie		1907	Acero	12.4	975.4	55.5
Colfax, CA			1908	Acero		246.9	57.9
Makatote, Nueva Zelanda			1908	Acero		262.1	91.4
Cap Rouge, QC	Transcontinental		1908	Acero	12.4		52.7
Battle River, AB	Grand Trunk Pacific		1909	Acero		823.0	56.1
Lethbridge, AB	Canadian Pacific	Monsarrat y Schneider	1909	Acero	20452.1	1624.0	95.7

Tabla 1.4. PUENTES FERROVIARIOS CONTINUOS DESTACADOS CONSTRUIDOS ENTRE 1850 A 1929.

Ubicación	Ferrocarril	Ingeniero	Año	Tipo	Mayor Luz (m)
Torksey, UK	–	J. Fowler	1850	Tres luces continuas viga tubular	39.62
Puente de Britannia , Menai Straits, UK	Londres - Chester -Holyhead	R. Stephenson	1850	Cuatro luces continuas tubular	140.21
Montreal, QC	Grand Trunk	R. Stephenson	1860	Veinticinco luces continuas tubular	100.58
Montreal, QC	Pacifico Canadiense	C. Shaler Smith	1886	Cuatro luces continuas cerchas	124.36
Sciotoville, OH	Chesepeake y Ohio	G. Lindenthal y D.B. Steinman	1917	Dos luces continuas cercha	236.22
Río Allegheny	Bessemer y Lago Erie	–	1918	Tres luces continuas cercha	158.50
Río Nelson	Bessemer y Lago Erie	–	1918	Tres luces continuas cercha	121.92
Cincinnati, OH	C.N.O. y T.P.	–	1922	Tres luces continuas cercha	157.28
Cincinnati, OH	Cincinnati y Ohio	–	1929	Tres luces continuas cercha	205.74

1.3.7.- Celosías.

En la esencia de la celosía esta el concepto de la triangulación, siendo el triángulo el único polígono cuya geometría solo puede variarse modificando la longitud de sus lados. Conceptualmente, por tanto, las celosías trianguladas resisten liberando a sus barras de los exigentes esfuerzos flectores o cortantes, de forma que sólo estén solicitadas por los esfuerzos más puros, de tracción o compresión.

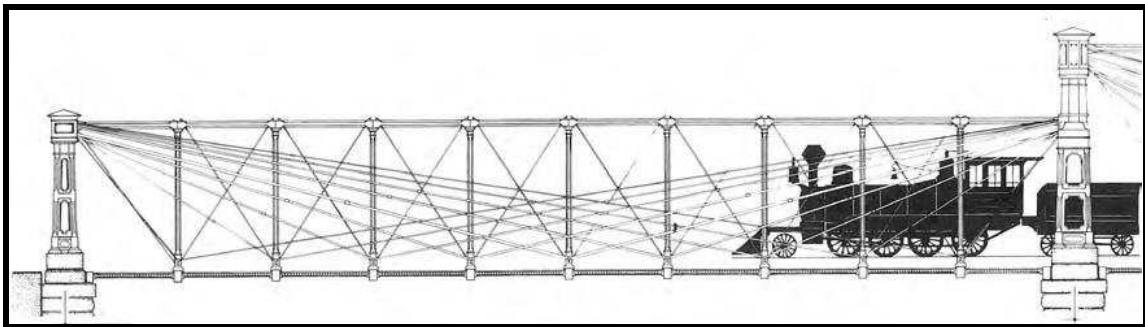


Figura 1.31 Elevación de la celosía tipo Bollman sobre el río Potomac en Harpers Ferry.

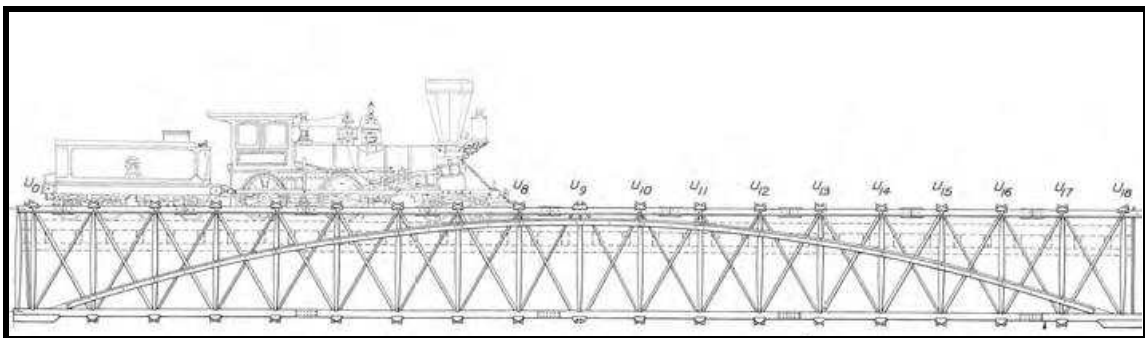


Figura 1.32. Elevación de celosía tipo Haupt en Pennsylvania (1854).

Las vigas en celosía tuvieron un fulgurante desarrollo a mediados del siglo XIX; y las siguientes décadas, hasta ya entrado el siglo XX, vieron la época dorada de esta tipología que fue rápidamente acaparando la construcción de puentes. Las celosías permitían un gran aprovechamiento del material en eficaces soluciones de gran ligereza y facilidad constructiva. Esto unido al desarrollo del hierro y la consolidación del acero en el último tercio de siglo posibilitó la construcción de grandes viaductos con una

rapidez y economía de construcción que hubiese resultado impensable en la primera mitad de siglo.

El origen de la celosía está como hemos visto en las estructuras de madera, que tienen que componerse inevitablemente de elementos alargados de longitud limitada unidos entre sí. No es de extrañar, por tanto, que el desarrollo inicial de esta tipología se diese en los Estados Unidos donde por entonces la madera era el material por excelencia.

Como hemos visto al hablar de los puentes de madera, la primera patente de vigas en celosía fue la de Town en 1820 con su característica alma cerrada en celosía múltiple.

El ferrocarril, cuyas primeras líneas norteamericanas datan de la década de los 30, fue la mecha que encendió su rápida evolución. En 1840 se patenta la viga Howe, celosía abierta de madera con montantes verticales en tracción y diagonales cruzadas en compresión que jugaría un papel protagonista en la construcción de puentes viga a lo largo de todo el siglo; esta solución supone una importante evolución que simplifica la estructura e incorpora por primera vez elementos de hierro forjado para los montantes del alma que trabajan a tracción.

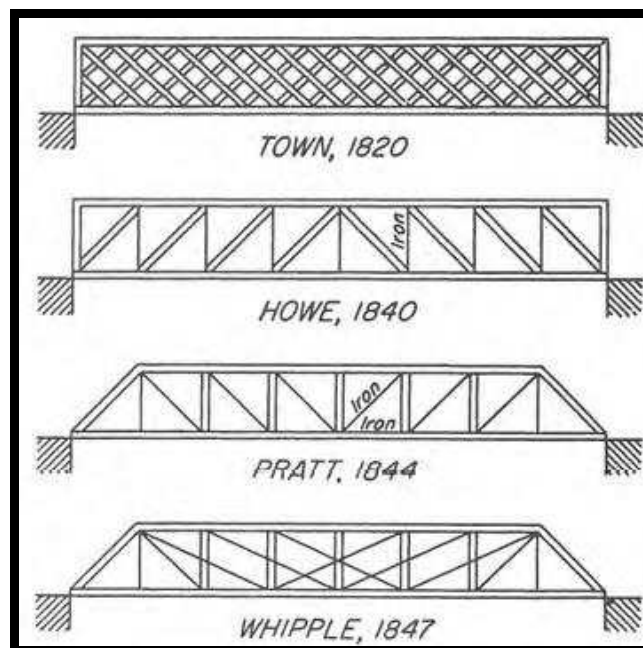


Figura 1.33. Esquemas básicos de los más comunes tipos de celosía.

En 1841 el neoyorquino Squire Whipple, uno de los ingenieros que más contribuyó al desarrollo de la celosía, patenta su solución de viga triangulada con cordón superior curvo en arco, y cordón inferior recto que recoge a tracción los empujes del arco y materializa al mismo tiempo el tablero. Esta solución, que se ha utilizado por doquier y hoy llamamos bowstring, combinaba eficazmente los mecanismos resistentes del arco y viga.

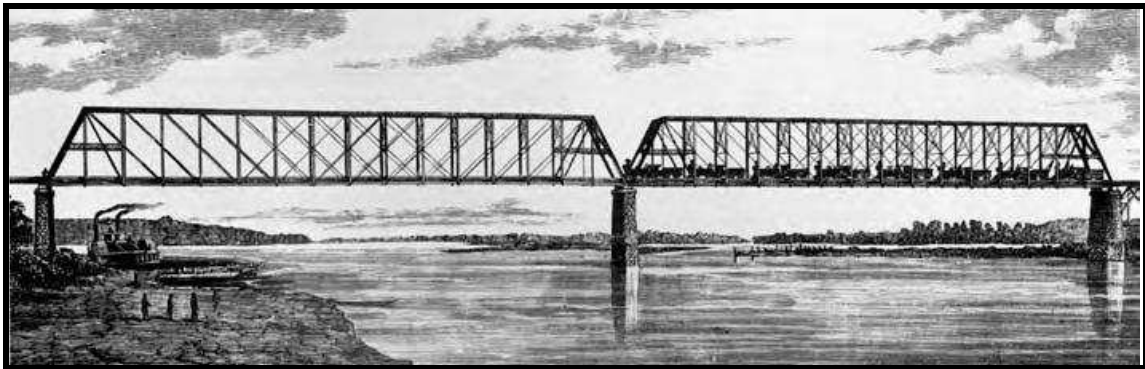


Figura 1.34. Celosía tipo Whipple del puente de Old Plattsmouth para el cruce del Chicago&Quince Railroad sobre el río Missouri (1880).



Figura 1.35 Locomotora sobre celosía Tipo Fink.

Pocos años después, en 1844, los hermanos Thomas y Caleb Pratt patentan otro modelo mixto que invertía la viga Howe empleando montantes verticales de madera a

compresión y diagonales de hierro forjado a tracción. La viga Pratt es en realidad una solución más eficiente desde un punto de vista estructural pues permite que sean los elementos más cortos los que trabajan a compresión reduciendo así las longitudes de pandeo y se mantiene hoy como una de las soluciones más comunes.

Ambos tipos de vigas mixtas, y aún otros, se emplearon profusamente, siendo sólo cuestión de tiempo el que los elementos de madera pasasen a ser también de hierro.

Paralelamente se fue pasando también a emplear una única diagonal en lugar de la doble diagonal en cruz.

La viga Warren supone probablemente la culminación en la evolución simplificativa de la celosía, ya que emplea diagonales inclinadas simétricamente que van alternando esfuerzos de tracción y compresión. Es una solución de gran claridad formal que probablemente sea la más empleada hoy en día.

En ocasiones se le añaden montantes verticales que empañan quizás dicha claridad y no contribuyen a la flexión general, pero que permiten reducir la luz a flexión del cordón que sustenta el paso del tren y dividir la longitud de pandeo (en el plano de la celosía) del cordón comprimido. aunque le siguieron ya entrados en la segunda mitad del siglo XIX numerosos nuevos modelos americanos que podrían entenderse como un paso atrás en la simplicidad formal y constructiva de las vigas pero que nos dejaron espléndidos puentes con muy variadas formas de triangulación. El funcionamiento del alma todavía no se dominaba y muchos ingenieros eran reticentes a emplear soluciones tan abiertas como la de la viga Warren, que por otro lado era una solución propuesta en Europa y por lo tanto menos conocida al otro lado del atlántico.

Tabla 1.5 PUENTES DESTACADOS TIPO ARMADURA DE HIERRO Y ACERO. (parte 1)

Localización	Ferrocarril	Ingeniero	Año de terminación	Tipo	Material	L (m)
West Auckland,UK	Stockton hacia Darlington	G.Stephenson	1823	Lenticular	Hierro Fundido	3.81
Irlanda	Dublin y Drogheda	G. Smart	1824	Lattice	Hierro Fundido	25.60
Manayunk,PA	Filadelfia y Reading	R.Osborne	1845	Howe	Hierro Fundido y Forjado	10.36
Pittsfield,MA	Boston y Albany		1847	Howe	Hierro Fundido y Forjado	9.14
Windsor, UK	Oeste de Great	I.K.Brunel	1849	Bowstring	Hierro	57.00
Newcastle, UK	Noroeste	I.K.Brunel	1849	Bowstring	Hierro Fundido y Forjado	38.10
	Harlem y Erie		1850	Howe	Hierro	
Varios	Pennsylvania	H. Haupt	1850	Pratt en arco.	Hierro	
Harper´s Ferry	B&O	W. Bollman	1852	Bollman.	Hierro Fundido y Forjado	37.80
Fairmont,WV	B&O	A.Fink	1852	Fink.	Hierro Fundido y Forjado	62.48
	Rennselaer y Saratoga	S. Whipple	1852	Whiple.	Hierro	
Newark Dyke, UK	Norte de Great	C. Wild	1853	Warren.	Hierro Fundido y Forjado	78.94
	Norte de Pennsylvania		1856	Whiple.	Hierro	
Guth, PA, Jordan Creek	Catasauqua y Fogelsville	F.C. Lowthorp	1857		Hierro Fundido y Forjado	33.53
Phillipsburg, NJ	Lehigh Valley	J.W. Murphy	1859	Whipple con pines.	Hierro	50.29
Plymouth, UK	Cornish Oeste de Great	I.K.Brunel	1859	Lenticular.	Hierro Forjado	138.68
Frankfort, Alemania			1859	Lenticular.	Hierro	105.16
Varios	Centro de Nueva York	H. Carrol	1859	Lattice.	Hierro Forjado	27.43
Río Kehl, Alemania	Baden State	Keller	1860	Lattice.	Hierro	60.05
Río Schuylkill	Pennsylvania	J.H. Linville	1861	Whiple.	Hierro Fundido y Forjado	58.52
Steubenville, OH	Pennsylvania	J.H. Linville	1863	Murphy-Whipple.	Hierro Fundido y Forjado	97.54
Mauch Chunk, PA	Lehigh Valley	J.W. Murphy	1863		Hierro Forjado	
Liverpool,UK	Londres	J. Baker	1863		Hierro	92.96
Blackfriar´s Puente UK		Kennard	1864	Lattice	Hierro	

Tabla 1.6 PUENTES DESTACADOS TIPO ARMADURA DE HIERRO Y ACERO. (parte 2)

Localización	Ferrocarril	Ingeniero	Año de terminación	Tipo	Material	L (m)
Orival, Francia	Oeste		1865	Lattice	Hierro	50.90
Varios	B&O	S.S. Post	1865	Post.	Hierro	
Lockport, IL	Chocago y Alton	S.S. Post	1865	Post.	Hierro Fundido y Forjado	
Rio Schuylkill	Filadelfia	J.H. Linville	1865	Linville.	Hierro Forjado	
Dubuque, IA	Chicago, Burlington and Quiny	J.H. Linville	1868	Linville.	Hierro Forjado	76.20
Quincy, IA	Chicago, Burlington and Quiny	T.C. Clarke	1868	-	Hierro Fundido y Forjado	76.20
Ciudad de Kansas MO	Chicago, Burlington and Quiny	J.H. Linville y O. Chanute	1869	-	Hierro	71.32
Louisville, KY	B&O	A.Fink	1869	Warren y Fink.	Hierro Forjado	118.87
Parkesburgo y Benwood, Wv	B&O	J.H. Linville	1870	Bollman.	Hierro	106.07
St. Louis, MO	Norte de Missouri	C. Shaler Smith	1871	-	Hierro	76.20
Atcheson	Varios		1875	Whirple	Hierro	79.25
Cincinnati, OH	Sur de Cincinnati	J.H. Linville y L.F.G. Bouscaren	1876	Linville.	Hierro Forjado	156.97
Rio Tay Escocia		Sir T. Bouch	1877	Lattice.	Hierro Forjado	
Glasgow, MO	Chicago y Alton		1879	Whipple.	Acero	
Bismark, ND		G.S. Morison y C.C. Schneider	1882	Whipple.	Acero	
Rio Tay 2 Escocia			1887		Acero	
Ciudad de Sioux, IA			1888		Acero	121.92
Cincinnati, OH		W.H. Burr	1888		Acero	167.64
Benares, India			1888	Lattice.	Acero	108.51

Tabla 1.7 PUENTES DESTACADOS TIPO ARMADURA DE HIERRO Y ACERO. (parte 3)

Localización	Ferrocarril	Ingeniero	Año de terminación	Tipo	Material	L (m)
Hawkesbury, Australia			1889		Acero	126.80
Puente Henderson	Louisville and Nashville		1889	Warren	Acero	160.02
Cairo, IL	Centro de Illinois		1889	Whipple.	Acero	157.89
Puente Ceredo RR		Doane y Thomson	1890		Acero	158.80
Puente Merchant's, St. Louis		G.S. Morison	1890	Petit.	Acero	157.58
Ciudad de Kansas MO 2			1891		Acero	
Louisville, KY			1893	Petit.	Acero	167.64
Ciudad de Nebraska, NB		G.S. Morison	1895	Whipple.	Acero	121.92
Ciudad de Sioux, IA			1896		Acero	149.35
Montreal, QC	Grand Truck		1897		Acero	106.07
Ciudad de Kansas, MO	Sur de Kansas	J.A.L. Waddell	1900	Pratt.	Acero	
Rumford, ON	Pacifico Canadiense		1907	Warren.	Acero	125.58

1.3.8.- Arcos.

Más allá, por supuesto, de los arcos de piedra, también arcos de hierro se vinieron construyendo esporádica pero ininterrumpidamente desde las primeras líneas de ferrocarril.

Los franceses, construyeron varios arcos como el de Lyon, La Voulte o Saint Mammes. Por lo general mantenían la idea de los tímpanos rígidos, incorporando en éstos un tejido de barras triangulado que resultaba muy eficaz en el reparto de cargas y en la imprescindible reducción de las flexiones en el arco debidas a sobrecargas no simétricas.



Figura 1.36. Viaducto de Saint-Mammes, sobre el río Loing en la línea Paris-Dijon

En Inglaterra se construyeron también notables arcos de fundición con tablero superior como el de Waterside que en 1861 permitió alcanzar una luz mayor en uno de los vanos de un por lo demás tradicional viaducto de piedra, marcando así claramente la posición del obstáculo que provoca el cruce elevado. Otro ejemplo interesante es el del Victoria Bridge, construido sólo un año más tarde, y en el que ya se apuntaba hacia la sustitución de la triangulación de los tímpanos por simples elementos verticales que transmiten la

carga del tablero al arco. Esta configuración, fundamentalmente por su mayor sencillez constructiva y gran nitidez visual, es la que con un aumento progresivo de la distancia entre elementos verticales ha llegado a nuestros días.

Renunciar a la triangulación en los tímpanos, sin embargo, requiere que la pérdida de rigidez que se deriva de ello se compense en cambio con una mayor capacidad del propio arco, que pasará a soportar mayores esfuerzos de flexión. Esto queda patente en este ejemplo con las potentes dovelas de hierro fundido que conforman el arco. Fue en el momento de su construcción y con una luz de 61 m el mayor arco de fundición de las islas británicas. Sería de las últimas aplicaciones de este material, que prácticamente se había abandonado para los elementos en flexión y tracción desde el desastre ya mencionado del puente de Dee en 1846. Su uso esporádico en elementos fundamentalmente sometidos a compresión como pilas y arcos no acabaría definitivamente hasta principios de los años 90 del siglo XIX, momento en que la Cámara de Comercio proscribió por completo el empleo del hierro fundido en puentes de ferrocarril tras el colapso del puente londinense de Norwood.



Figura 1.37. Viaducto británico de Victoria (Arley-Worcester, 1862), Waterside (Ingleton-Tebay, 1861)

En Gran Bretaña se prefirió sobre este tipo de solución con el tablero superior la de arco atirantado o bowstring, las ventajas de una configuración bowstring eran varias, pues a la vez que mantenía la eficacia estructural del arco podía permitir salvar algunas de las desventajas que tradicionalmente se le asociaban. Con el arco atirantado la flecha del arco no obligaba a elevar la rasante ni restaba gálibo sobre el obstáculo que se salvaba. Evitaba también las fuertes reacciones horizontales en apoyos, lo que lo independizaba de la calidad del terreno y posibilitaba la fabricación de los vanos fuera de su posición para su posterior montaje, tal y como con frecuencia se hacía con las vigas, lo que podía ser una ventaja crucial en particular en los pasos sobre los grandes cauces. Por otro lado, en contraposición con el arco con tablero superior, la solución bowstring requería, lógicamente, un material y sistemas de unión que ofreciesen plena confianza trabajando a tracción ya fuese en las péndolas de cuelgue del tablero o en el tirante inferior, de ahí que no se desarrollase hasta la consolidación del hierro forjado primero y del acero después.



Figura 1.38. Arco bowstring de Mokwearmouth, sobre el río Wear (1879).



Figura 1.39. Arco de Chapina sobre el río Guadalquivir (línea Sevilla-Huelva, 1880).

El viaducto de Garabit completado en 1884 en el macizo central Francés es la obra cumbre de Eiffel en la construcción de puentes. Aunque los conceptos y técnicas que hicieron posible esta obra tuvieron un antecedente directo de casi igual envergadura nacido del concurso de 1875 para el proyecto y construcción del gran viaducto de María Pía que habría de permitir la conexión ferroviaria de Oporto salvando el río Duero.

La propuesta de la empresa de Eiffel con un gran arco en celosía con tablero superior sobre distanciadas pilas verticales resultó ganadora, no tanto por lo acertado de su diseño y sus avanzadas técnicas de construcción, que será lo que más nos interese, sino sencillamente porque fue con mucho el más económico de los proyectos que concursaron.

El arco de María Pía estaba articulado en arranques, entre los que salvaba una luz record de 160 metros. Se trata de una celosía con una original e ingeniosa geometría que se adaptaba perfectamente a las solicitaciones a las que iba a estar sometido. En alzado, el canto del arco biarticulado crecía rápidamente desde los arranques con momento nulo, para hacerse máximo en los riñones y coronación del arco, donde habrían de producirse las mayores flexiones como consecuencia de las cargas concentradas o no simétricas.

En planta, en cambio, el punto de menor anchura del arco estaba en coronación (facilitando el apoyo del estrecho tablero de vía única) para ir creciendo marcadamente conforme descendía hacia los arranques, proporcionando así la necesaria resistencia y rigidez frente a los vientos transversales. Configuración llena de sentido que, al tiempo que singulariza cada perspectiva del puente, alecciona ante la tentación de considerar al arco como un elemento bidimensional.



Figura 1.40. El puente de María Pía sobre el Duero (Oporto,1877).

Eiffel reproduciría la elegancia de esta solución cuando, avalado por el éxito del viaducto de Maria Pia, se le propuso construir el que habría de ser el mayor viaducto del mundo para unir con el tren Marvejols y Neussargues, de nuevo en el macizo central francés, cuyos recursos mineros eran cada vez más demandados por la creciente industria gala.

Eiffel planteó otro viaducto con una viga continua en celosía, uno como tantos otros si no fuese porque 2 de sus pilas intermedias no apoyaban sobre el terreno sino sobre el mayor arco que nunca se hubiese construido. Con una luz de 165 metros Eiffel se autoarrebato el record establecido poco antes en Oporto. Impuesto por la profundidad del valle del río Truyere el arco de Eiffel que sostiene el tablero 122 metros por encima

de su cauce permitió no sólo ahorrar varias horas de trayecto con respecto al trazado anteriormente previsto sino también ahorrar aproximadamente 2 millones de francos al presupuesto. Si en principio los responsables de la línea no lo habían planteado fue sencillamente porque no se consideró técnicamente posible. Al menos no hasta que se involucró a Eiffel y su equipo.

El viaducto tiene 564 metros de longitud total, de los que 448 corresponden al tablero metálico. Las pilas más altas tienen 82 metros. El arco tiene una flecha de 51 metros lo que viene a ser casi un tercio de la luz y su ancho transversal alcanza los 20 m en su base, lo que refleja la constante preocupación de Eiffel por la fuerza que sobre sus altas estructuras habría de ejercer el viento, encauzado con energía por los valles de la cordillera francesa. El valle del Truyere era más ancho y profundo que el del Duero, y por ello la mayor diferencia entre el arco de Garabit y el de Oporto está en la flecha del arco, mayor en el viaducto francés pese a que en éste el tablero pasó exento sobre el arco, sin entrelazarse con él, lo que mejora su continuidad visual. Las luces del tablero eran de 55.8 metros, lo que se mantuvo en los dos vanos sobre sendos laterales del arco llevando las pilas de apoyo sobre éste a una posición más cercana a la clave que en el viaducto de Maria Pía. Esto resulta favorable para el arco, cuyo punto pésimo de carga puede situarse en general en torno al cuarto de la luz.

Para la construcción, Eiffel empleó el mismo sistema que ya había usado para su arco de Oporto y que Eads había iniciado en Saint Louis. El avance de los arcos por voladizos provisionalmente atirantados se estableció desde un principio como el método más idóneo para la construcción de grandes arcos. La configuración biarticulada de los arcos, como hemos visto íntimamente ligada al proceso constructivo, fue con mucho la más empleada por los arcos metálicos.



Figura 1.41. Viaducto de Garabit en el macizo central francés (línea Marvejols-Neussargues, 1884).

Las grandes obras de Eiffel suponen algunos de los últimos ejemplos destacables del uso del hierro forjado, pues en las últimas dos décadas del s. XIX las mayores realizaciones acostumbraron a emplear ya el acero Bessemer. Suele argumentarse que Eiffel tardó más en emplearlo porque, como material nuevo y menos conocido, el acero no le inspiraba la confianza que sí le daba su amplia experiencia con el hierro, aunque probablemente también tuviera que ver en ello su doble faceta de proyectista y constructor; al fin y al cabo, el hierro era todavía un material considerablemente más económico.

Tabla1.8 IMPORTANTES PUENTES ARCOS FERROVIARIOS DE ACERO Y DE HIERRO (parte 1).

Localización	Ferrocarril	Ingeniero	Año	Material	Articulaciones.	Luz(m)
Hirsk, UK	Leeds and Thirsk		1847	Hierro Fundido	0	
Newcastle, UK	Noreste	R. Stephenson	1849	Hierro Fundido	0	38.10
Oltwn, Suiza	Swiss Central	Etzel y Riggerbach	1853	Hierro Forjado	0	31.39
Paris, Francia	Paris - Aire		1854	Hierro Forjado	2	45.11
Victoria, Bewdley, UK		J. Fowler	1861	Hierro Fundido		
Albert, UK		J. Fowler	1861	Hierro Fundido		
Coblenz, Alemania			1864	Hierro Forjado	2	
Albert, Glasgow, Escosia		Bell y Miller	1870	Hierro Forjado		
St. Louis, MO	Varios	J. Eads	1874	Acero Fundido	0	158.50
Garabit, Francia		G. Eiffel	1884	Hierro Forjado	2	164.59
Paderno , Italia			1889	Hierro		149.96
Stony Creek, BC	Canadian Pacific	H.E. Vautelet	1893	Acero	3	102.41
Keefers,Río Salmon, BC	Canadian Pacific	H.E. Vautelet	1893	Acero	3	82.30

Tabla1.9 IMPORTANTES PUENTES ARCOS FERROVIARIOS DE ACERO Y DE HIERRO (parte 2).

Localización	Ferrocarril	Ingeniero	Año	Material	Articulaciones.	Luz(m)
Surprise Creek, Bc	Canadian Pacific	H.E. Vautelet	1897	Acero	3	88.39
Grunenthal, Alemania			1892	Acero	2	156.36
Lenvesau, Alemania			1894	Acero	2	163.37
Mugsten, Prusia		A. Rieppel	1896	Acero	0	170.08
Niagara, Gorge. NY			1897	Acero	2	167.64
Viaur Viaduct, Francia			1898	Acero	0	219.76
Worms, Alemania		Schneider y Frintzen	1899	Acero		66.14
Yukon, Canadá.	Whitepass y Yukon			Acero	0	73.15
Viaducto de Passy, Francia	Ferrocarril del oeste de París			Acero		85.65
Rio Grande, Costa Rica	Narrow gage		1902	Acero	2	136.55
Birmingham, AL	Cleveland y Suroeste de Tracción		1902	Acero		
Mainz, Alemania			1904	Acero		
Paris, Francia	Metropolitan		1905	Acero		140.21
Song-Ma, China	Indo-China			Acero	3	162.15
Montaña Iron, MI	Iron ore			Acero	3	
Zambesi, Rodhesia		G.A. Hobson	1905	Acero		152.40
Thermopylae, Grecia		P. Bodin	1906	Acero	3	79.86
Nami-Ti Gorge, China	Yunnan		1909	Acero	3	54.86
Hell Gate, NY	Pennsylvania	G. Lindenthal	1916	Acero	2	298.09

1.3.9.- Puentes Cantilever.

Los puentes viga comúnmente agrupados bajo la denominación anglosajona cantilever, que en Francia llaman “portes-à-faux” y que también se conocen como puentes de vigas Gerber en honor al ingeniero alemán que los empleó por primera vez, se basan en un concepto sencillo que de hecho se remonta a muchos puentes primitivos, de las culturas orientales particularmente, que partían desde ambos extremos de un paso con sendas construcciones en voladizo para después cerrarlo con un tramo central de luz reducida biapoyado en los extremos de las ménsulas.

Originariamente fue una vía de reducir a un valor admisible la luz a salvar por el tramo biapoyado, pero en sus primeras construcciones a finales de los años 70, Heinrich Gerber describió la solución que había patentado en 1866 como la de un puente en viga continua con articulaciones próximas a los puntos de momento nulo, de forma que se convertían en estructuras estáticamente determinadas, isostáticas. Ello simplificaba el cálculo y eliminaba incertidumbres acerca de los esfuerzos en los diferentes elementos del puente, a la vez que mantenía la rigidez y favorable distribución de momentos de una viga continua.

El isostatismo permite también, como es sabido, evitar que los asientos del terreno afecten a los esfuerzos en la estructura y, en los puentes de más longitud, anular igualmente posibles esfuerzos debidos a las deformaciones longitudinales por temperatura que pasan a concentrarse en las rótulas que son también juntas de dilatación (para lo que lógicamente éstas deben hacerse móviles o deslizantes).

Sin embargo la mayor ventaja que llevó al éxito de los puentes “cantilever” para las grandes luces habría que buscarla, como ya se ha comentado, en su natural adaptación a la construcción por voladizos sucesivos, que permitía la decisiva eliminación de la cimbra o de otros costosos elementos auxiliares y provisionales que se venían

empleando en la construcción en voladizo de los arcos. La propia estructura era capaz de soportarse a sí misma durante su progresiva construcción, en la que los esfuerzos que se producen son análogos a los de la estructura una vez completa y en servicio.

El desarrollo de los puentes “cantilever” no se dio hasta la llegada del acero. Las más tempranas aplicaciones para el ferrocarril hay que buscarlas en Norteamérica, con ejemplos como el del puente que Charles Shaler Smith construyó sobre el cañón del Niágara en 1883 para el Michigan Central Railroad, que ya salvó una importante luz de 143 m, o el similar puente sobre el río Frazer del Canadian Pacific Railroad, construido por C. Schneider un año después. Estos antecedentes llevaron en 1888 al puente de Poughkeepsie, primer gran “cantilever” que permitió al Central New England Railroad cruzar por primera vez el río Hudson en Albany, cerca ya de Nueva York. Fue con una longitud total de 2.063 metros con mucho la mayor estructura de acero hasta la fecha.

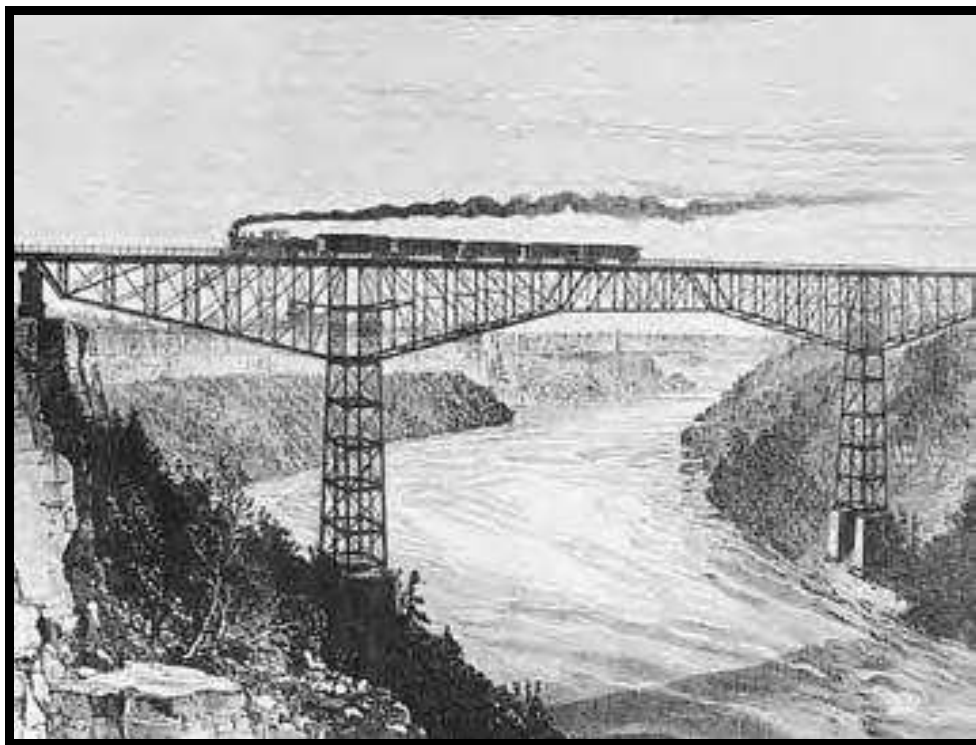


Figura 1.42. Puente para el paso del Michigan Central Railroad sobre el río Niágara (1883).



Figura 1.43 Puente de Poughkeepsie para el paso del Central New England Railroad sobre el río Hudson (1888).

En 1899, Theodore Cooper recibió el encargo de proyectar un gran puente de ferrocarril en Québec sobre el que, tras el sistema formado por el Missouri y el Mississippi, es el segundo mayor río de Norte América,

Tras más de tres años de construcción, uno de los voladizos había alcanzado los 230 metros cuando se detectaron señales de abolladura en los cordones inferiores comprimidos.

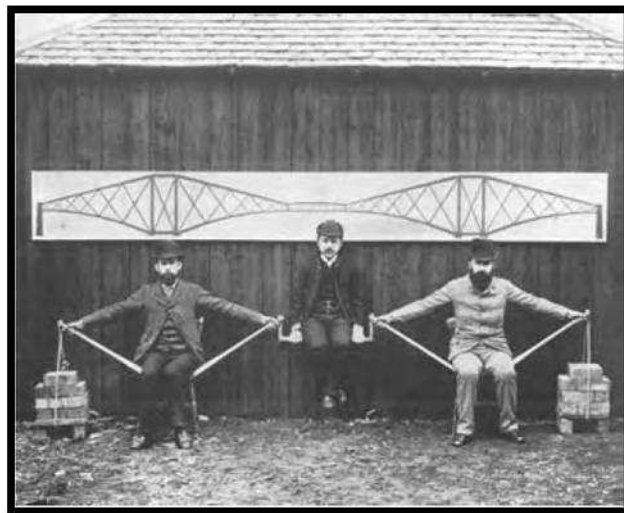


Figura 1.44. Imagen que demuestra de manera intuitiva la forma de trabajar de los puentes en cantiléver.

Cooper recibió la noticia sobre problema del puente y ordenó inmediatamente que se parase todo hasta nueva orden sin embargo en la obra no se tomó ninguna acción urgente y así las 19000 toneladas del voladizo se precipitaron sobre el río con un estruendo que pudo oírse en el mismo Québec, 6 millas aguas abajo.

El diseño para un segundo puente incluía más del doble de acero de lo que se había previsto para el puente original, reemplazando también la insustancial curvatura de sus cordones por la no más agraciada firmeza de potentes y sencillos cordones rectos. Se renunció asimismo a construir el tramo central prolongando el voladizo, para pasar a prefabricarlo en la orilla y flotarlo después para su posterior izado. Durante éste, casi diez años después del primer desastre, y pese al especial cuidado que a raíz de éste cabría esperar, el tramo de cierre completo se vino abajo, y junto con sus 5.200 toneladas de hierro cayeron al agua once hombres cuyas vidas se sumaron al alto precio humano que se pagó para que en 1917, tras casi quince años desde el inicio de las obras, el tren cruzase finalmente el gran cauce del St. Lawrence sobre el mayor puente del mundo.



Figura 1.45. Vista de la elevación del tramo central del puente de Quebec durante su erección.

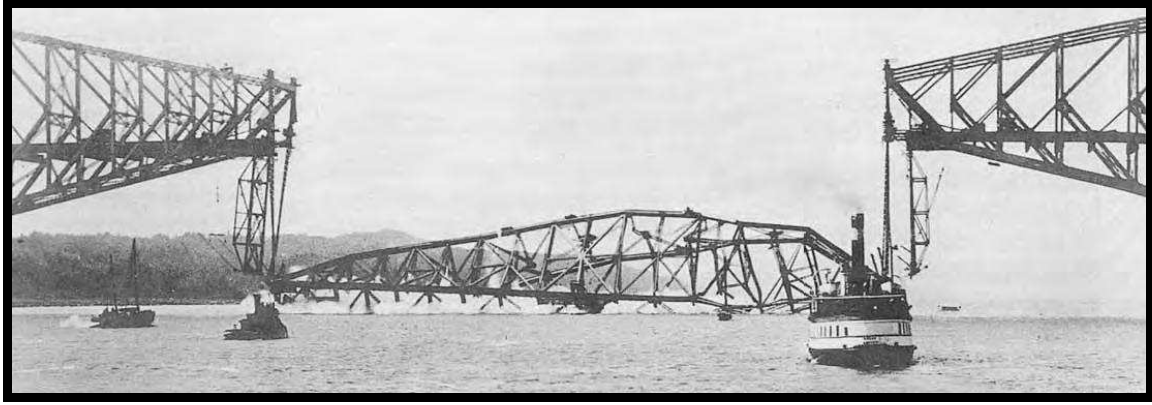


Figura 1.46. Elevación del tramo central del puente de Quebec y de su trágico colapso.

La construcción de los puentes “cantiléver” se ha prolongado a lo largo del siglo XX básicamente en Estados Unidos, donde se usaron por doquier para salvar los grandes cauces con obras que, habitualmente, han destacado más por su eficiencia estructural y constructiva que por su elegancia formal. Con frecuencia estos puentes se confunden con una viga continua en celosía, pues las rótulas, aunque estructuralmente presentes, quedan visualmente escondidas. Uno de los más destacados ejemplos es el puente de Huey P. Long sobre el río Mississippi, que proporcionó en 1935 el paso que desde tiempo atrás reclamaba un ferrocarril que llevaba muchas décadas cruzando el gran cauce en ferry para acceder a Nueva Orleans. Tiene una luz de 240 metros y su longitud de más de 7 km lo convierte en el más largo puente de ferrocarril de América. La de los puentes cantilever es en cualquier caso una tipología cuyo uso hoy se ha abandonado casi por completo también en Estados Unidos, pues en su rango de luces han quedado desplazados por lo modernos puentes atirantados. Cabe destacar, sin embargo, que si bien en el caso de la carretera los puentes atirantados salvan hoy luces de 800 metros, en lo que se refiere al ferrocarril, no se ha construido ninguno que salve para el camino de hierro una luz que supere los más de 500 metros de los dos grandes cantilever británico y canadiense. Para que los trenes volasen sobre luces mayores sólo ha existido hasta hoy una tipología: la de los puentes colgantes.

Tabla1.10 IMPORTANTES PUENTES CANTILEVER CONSTRUIDOS ENTRE 1876 Y 1917. (PARTE 1)

Ubicación	Ferrocarril	Ingeniero	Año	L _A (m)	L _C (m)	L _S (m)	L (m)
Posen, Poled	–	–	1876	22.56	-	-	45.11
Dixville, KY	Cincinnati del Sur	C. Shaler Smith y G. Bouscaren	1877	73.15	49.53	0.00	99.06
St. Paul, MN	Chicago, Milwaukee and St. Paul	C. Shaler Smith	1880	74.07	49.38	0.00	98.76
Niagara Gorge, NY	Central Michigan	C.C. Schneider	1883	63.25	57.15	36.58	150.88
Fraser River, BC	Pacifico Canadiense	C.C. Schneider	1884	32.00	32.00	32.00	96.01
St. John, NB	Pacifico Canadiense	G.H. Duggan	1885	43.64	43.64	43.59	145.08
Louisville, KY	–	–	1886	54.86	48.77	48.77	146.30
Point Pleasant, WV	–	–	1888	73.15	43.43	60.96	147.83
Tyrone, KY	Louisville y Sur	J.W. MacLeod	1889	68.58	-	-	167.94
Poughkeepsie, NY	Central de Nueva Inglaterra	–	1889	80.01	48.77	69.49	167.03
Hooghly, India	India Oriental	Sir B. Leslie	1890	-	-	-	-
Firth of Forth, Scotland	Norte Britanico	Sir B. Leslie y Sir J. Fowler	1890	207.26	207.26	106.68	521.21
Pecos River	Pacifico del Sur	A. Bonzano	1891	–	–	–	–

Tabla1.11 IMPORTANTES PUENTES CANTILEVER CONSTRUIDOS ENTRE 1876 Y 1917. (PARTE 2)

Ubicación	Ferrocarril	Ingeniero	Año	L _A (m)	L _C (m)	L _S (m)	L (m)
Red Rock, CO	–	J.A.L. Waddell	1892	50.29	50.29	100.58	201.17
Callao, Peru	Lima y Oroya	L.L. Buck	~1892	-	-	-	80.77
Cernavoda, Romania	–	–	~1892	71.17	49.99	89.92	189.89
Memphis, TN	–	G.S. Morison	1892	68.80 y 94.48	51.82	137.16	240.94
Ottawa, ON	Pacifico Canadiense	G. H. Duggan	1900	75.29	37.64	93.88	169.16
Loch Etive, Scotland	–	Sir J.W. Barry	1903	42.52	44.50	70.71	159.72
Pittsburgh, PA	Wabash	–	1904	105.46	68.88	109.73	247.50
Mingo Junction, OH	Wabash	–	1904	90.83	-	-	213.36
Thebes, IL	–	A. Noble y R. Modjeski	1905	79.40	46.48	111.56	204.52
Blackwell's Island (Queensboro), NY	Ciudad de Nueva York (tren ligero)	G. Lindenthal	1907	142.95	180.14	0.00	360.27
Khushalgarth, India	–	Rendel y Robertson	1908	-	-	-	-
Westerburg, Prussia	Estado de Prussia	–	1908	-	-	33.53	-
Daumer Bridge, China	Yunnan	–	1909	37.49	27.43	51.21	106.07
Beaver, PA	Pittsburgh y Lago Erie	–	1910	97.54	73.76	86.87	234.39
Quebec, QC	Gobierno Canadiense	T. Cooper y G. H. Duggan	1917	156.97	176.78	195.07	548.64

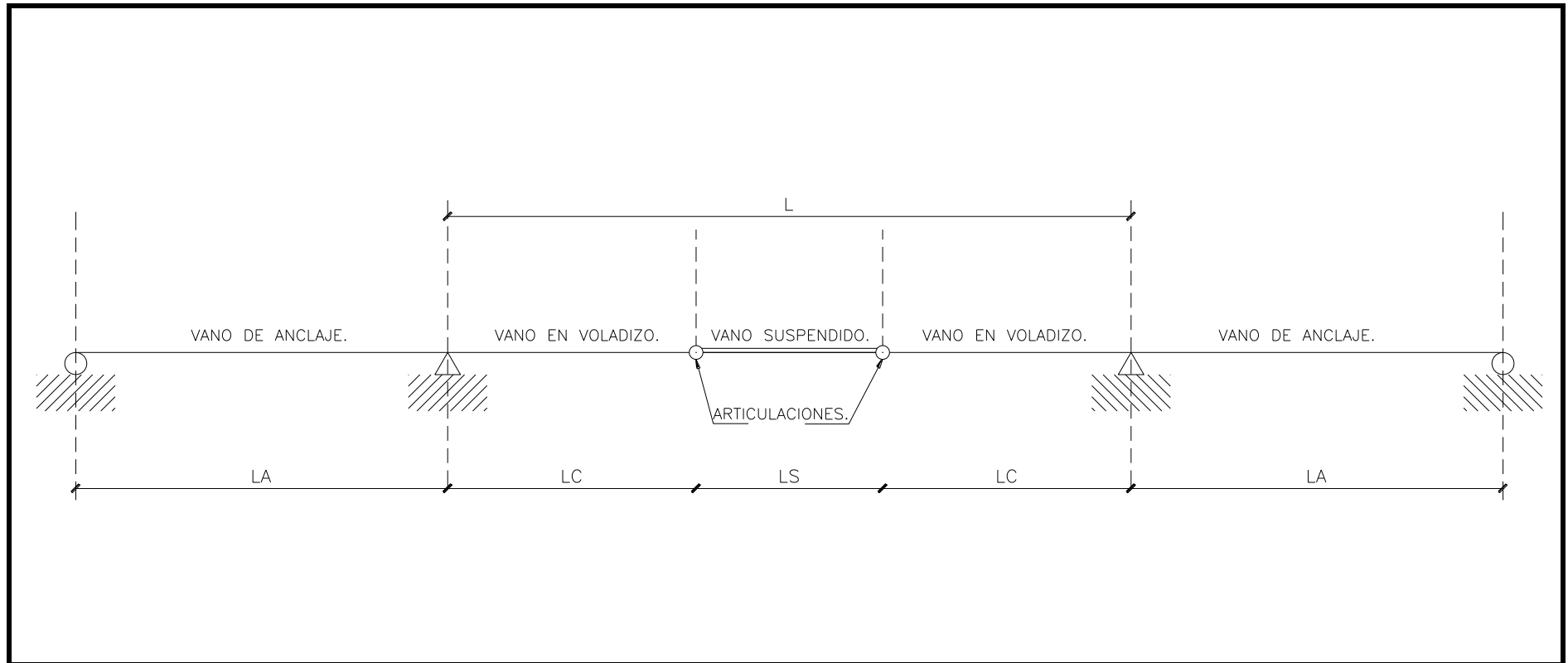


Figura 1.47. Perfil de puente Cantilever, donde se indican las dimensiones más importantes longitudinalmente.

1.3.10.- Los puentes colgantes.

Muy pocas veces en la historia de la ingeniería estructural se ha dado un caso en el que un solo hombre desafiara toda una corriente establecida de forma tan tajante y exitosa como en el caso de los puentes colgantes para ferrocarril y la irrepetible figura de John Roebling, con cuya vida y obra está en deuda cualquier construcción suspendida o atirantada desde 1850 hasta ahora.

El concepto de la suspensión es milenario, aunque cabría situar el inicio de la aplicación moderna de los puentes colgantes a principios del siglo XIX, con la aparición de figuras pioneras como Finlay, Telford, Navier o Brown. El mismo Samuel Brown que en la década de los años 20 del siglo XIX había diseñado varios exitosos puentes colgantes para caminos y carreteras, fue el primero, en 1830, en construir uno para una línea ferroviaria, de hecho para la primera, que había sido abierta en 1825 entre Stockton y Darlington. El puente, que cruzaba sobre el río Tees con una luz de 85 metros, se comportó sin embargo de forma muy diferente a como venían haciéndolo anteriores diseños que sólo debían soportar el peso de carros y carretas, pues el paso de las locomotoras producía en toda la estructura deformaciones tan imprevistas como inadmisibles;

La premisa de que los puentes colgantes no eran viables para el paso del ferrocarril se extendió y fue aceptada de forma generalizada. En efecto, el puente colgante es, como el arco, una estructura que resiste gracias a su forma. Su mecanismo resistente se basa exclusivamente en la tracción del que es uno de los más eficaces y atractivos elementos resistentes que se hayan inventado, el cable. Por su extrema flexibilidad, que lo hace incapaz de resistir momentos, el cable es por otro lado uno de los elementos estructurales de más complejo uso. Ante cualquier sistema de fuerzas, y dada su total falta de rigidez, el cable suspendido adoptará la forma necesaria para que en él sólo se

produzcan equilibrados esfuerzos de tracción pura. Forma ésta que no será sino la curva funicular del sistema de cargas, con la que el cable coincidirá en todo momento. Dado que las sobrecargas actuantes en un puente son variables, el cable deberá cambiar de forma para ajustarse a cada situación de carga diferente, lo que explica por qué los puentes colgantes en su esquema conceptual son tan deformables, y por qué dicha deformabilidad se acentúa más cuanto más concentrada y pesada es la carga actuante, o, puesto de otro modo, cuanto ésta más se parece a la de una locomotora.

Por supuesto, existen vías para mitigar y controlar dicha deformabilidad, que generalmente pasan por proporcionar una gran rigidez al tablero, de forma que éste sea capaz de repartir las cargas concentradas antes de que éstas se transmitan al cable, lo que permite reducir los desplazamientos del conjunto. Probablemente el primero en explorar este concepto fue el polivalente ingeniero francés Marc Seguin, primero en sustituir las cadenas de las que colgaban los puentes pioneros por cables formados con alambres.

Arropado por sus hermanos, Seguin repitió en 1840 el intento de un puente colgante para ferrocarril, que salvaba 42 metros de luz sobre el río Saône, y cuyo rígido tablero en celosía permitió el paso del ferrocarril de modo provisional durante un tiempo, hasta que se completó el definitivo puente de piedra. El comportamiento del puente fue problemático pese a lo breve de su servicio, y la idea generalizada de lo inadecuado de los puentes colgantes para el ferrocarril se mantuvo firmemente arraigada. Sólo la genialidad y determinación de John Roebling, unidas a la imperiosa necesidad de conectar las líneas ferroviarias neoyorquinas con las que se estaban desarrollando en el sur de Ontario, al otro lado de la gran garganta del Niágara, acabarían con esta supuesta limitación de la ingeniería estructural

Para salvar la garganta del Niágara de 250 metros y más de 60 metros de profundidad hasta el río, cualquier precedente en la construcción de puentes de ferrocarril resultaba inviable, pues la máxima luz salvada por una locomotora, en el puente de Britannia, apenas superaba la mitad de la luz que ahora se planteaba, y lógicamente los turbulentos rápidos y grandes bloques de hielo que llegaban a formarse en el río hacían impracticable la posibilidad de levantar una pila sobre el cauce en el fondo de la garganta.

Desde un principio, Roebling mostró una clarividente preferencia por los cables frente a las cadenas que se venían usando en muchos puentes colgantes, y ya en 1841 había patentado el sistema que empleó en el Niágara para materializar los 4 cables principales, cada uno con 3.640 alambres de hierro forjado fabricados por su propia compañía, en los que los tendones no iban simplemente en paralelo, sino que se agrupaban en cilindros continuos de 250 mm de diámetro en torno a los que Roebling dispuso más cable que los rodeaba compactándolos y protegiéndolos de la corrosión, en una solución que anticipaba varios de los procedimientos actuales. También en este puente se empleó por primera vez el sistema de devanado de los cables mediante una polea móvil, en otra muestra de cómo en muchos aspectos el del Niágara acercó a los puentes colgantes a su madurez.

Aunque la motivación principal del puente era dar paso al ferrocarril, también habría de soportar el paso de una carretera, lo que Roebling, consciente ya de la importancia del tablero para mitigar deformaciones y vibraciones, solucionó con una estructura de gran canto que proporcionaba dos niveles para sendos usos. Esta configuración dotó al tablero de la decisiva rigidez que habría de resultar imprescindible ante el paso de las locomotoras, lo que en este caso se aseguró con potentes celosías de madera y hierro conformando la doble plataforma. Para reforzar la rigidez del conjunto ante el paso del

tren, Roebling añadió además 64 cables de atirantamiento desde las torres a las partes laterales del tablero, que se añadían a las péndolas verticales del sistema de cuelgue.

Roebling añadió nuevos tirantes, esta vez anclados al propio terreno, que evitasen cualquier tipo de oscilación transversal producidos por los vientos.

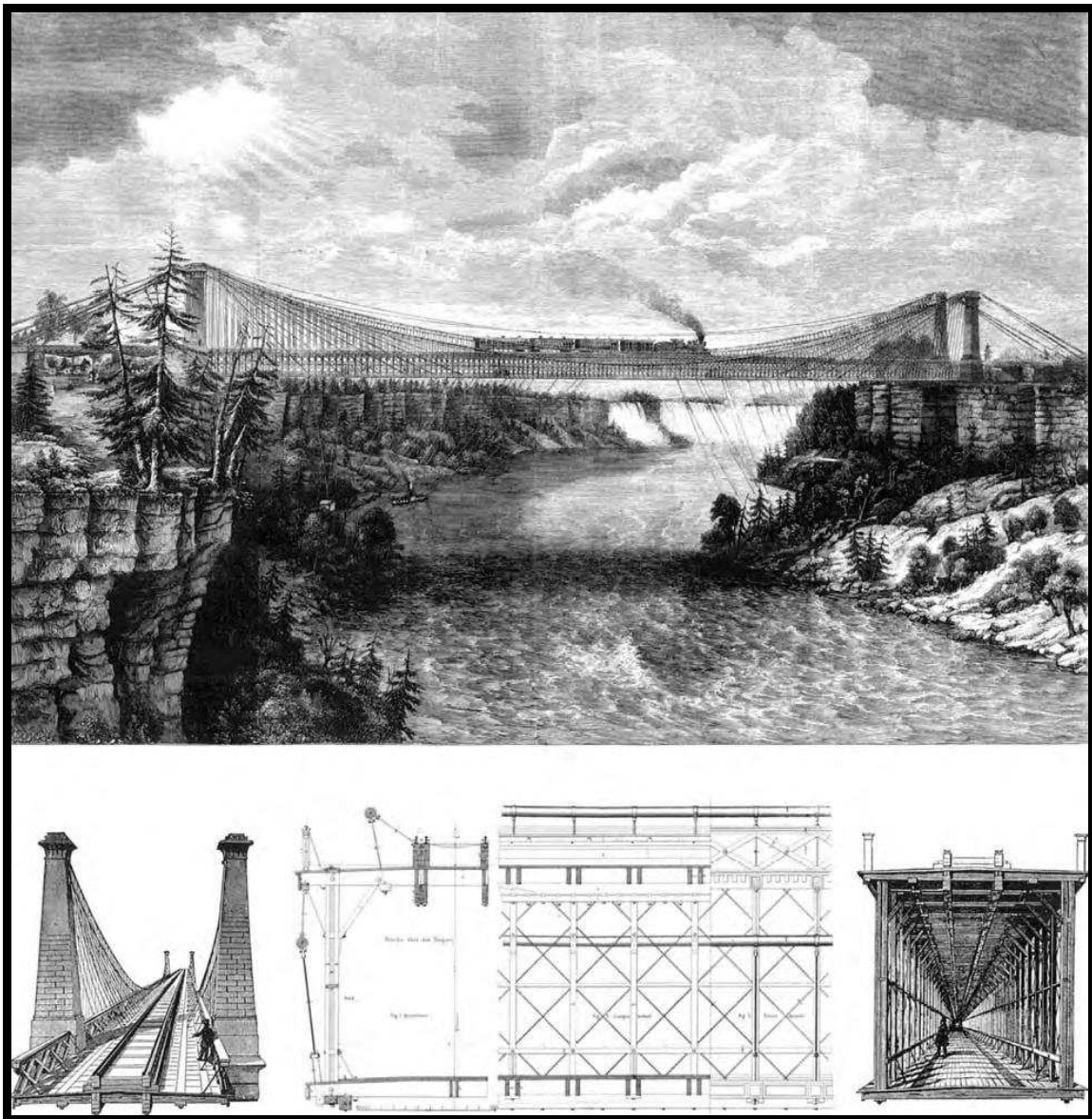


Figura 1.48. Grabado del Puente sobre el Niágara y detalles de la sección transversal y de la celosía del tablero.

Aunque con una velocidad estrictamente limitada a 5 km/h, el puente de Roebling soportó durante 20 años todo el tráfico ferroviario a través del Niágara, hasta que el aumento del peso de los trenes acabó mostrando sus limitaciones. En el 77 se reforzaron

los anclajes de los cables, y en el 79 la celosía de madera se reemplazó por completo por una de hierro. Una década más tarde el peso de los trenes triplicaba el considerado en el diseño, y el tráfico era tal que resultaba imprescindible contar con una puente de doble vía, por lo que se optó por construir un puente arco, tras cuya finalización en 1897 el viejo puente colgante, patrimonio de la ingeniería, fue derribado.

Fuera de las muy grandes luces, deben recordarse por último las figuras francesas del ingeniero Gislard y el constructor Arnodín, cuyas obras en la frontera del cambio de siglo suponen probablemente el más destacable retorno al empleo de las estructuras colgantes específicamente para el ferrocarril tras el Niágara.

En 1899 desarrollaron una configuración para los cables que buscaba lograr la máxima rigidez y que de hecho se encuentra ya a medio camino entre los puentes colgantes y los modernos y más rígidos puentes atirantados, a los que se adelantaron casi medio siglo. En lugar de un cable principal de suspensión, Gislard empleaba dos familias de cables solapados y que discurrían, tras cruzarse con la otra familia en el centro del puente, horizontales junto al tablero, de manera que se conseguía un efecto similar al de un atirantamiento, pero sin introducir esfuerzos axiales en el tablero.

CAPITULO II

CLASIFICACIÓN DE MATERIAL RODANTE Y PUENTES PARA VIAS DE FERROCARRIL.

2.1 Tipos de Trenes y Locomotoras.

En este apartado se clasifica a los tipos de trenes y locomotoras en función de los parámetros principales como son: clasificación del tipo de combustible que utilizan para ponerse en marcha; clasificación por el número de ruedas y su disposición geométrica; clasificación por la carga que llevan ya que este factor es de gran importancia para el diseño de la súper estructura de un puente; clasificación por la velocidad que alcanza el tren de diseño ya que este será el principal indicador para estudiar la respuesta dinámica de la súper estructura y el coeficiente impacto que representa los efectos dinámicos.

Se realizó la clasificación antes mencionada, en función de los parámetros que interesan desde el enfoque del diseño estructural de puentes; sin embargo existen muchas clasificaciones y tipos de trenes adicionales. Entre estos tipos de trenes interesantes se puede citar el tren basculante o pendolino de fabricación Italiana de la marca Fiat y se lo denomina así por el funcionamiento “basculante” que permite a los trenes inclinarse en las curvas hacia el lado interno de las mismas, con lo que se limita la fuerza centrífuga hacia el lado contrario (el de afuera), con lo que disminuye también la posibilidad de descarrilar inclusive con una velocidad mayor. La inclinación máxima de 10 grados permite desarrollar velocidades superiores hasta en un 30% respecto de los trenes que no poseen este sistema, compensando la aceleración centrífuga. Este tipo de trenes sería una solución interesante e ideal para el Ecuador el cual por su orografía irregular y

variada que incluye vías férreas de montaña, podría adaptarse de mejor forma a las curvas del trazado geométrico vial.



Figura 2.1. Tren basculante Pendolino fabricado por la Fiat.

Habría que citar además un tipo de tren interesante como el funicular que es utilizado para escalar pendientes de hasta 60%. El sistema consiste en dos cabinas enlazadas por un cable sobre una vía de ferrocarril, a modo de ascensor, de tal forma que mientras uno sube el otro baja, lo que permite aprovechar la energía potencial del que queda en la parte superior para subir el inferior a la vez que se frena el que est  bajando. En la actualidad esta tipología de transporte ha vuelto de nuevo a estar en escena para fines t urísticos en zonas de montaña. Cabe señalar que este medio de transporte encajaría perfectamente para la utilización en el Ecuador en tramos como los de la nariz del diablo o para nuevos proyectos ferreos que permitan ascender a montañas y nevados como se lo hace e la actualidad en muchos lugares de Europa.

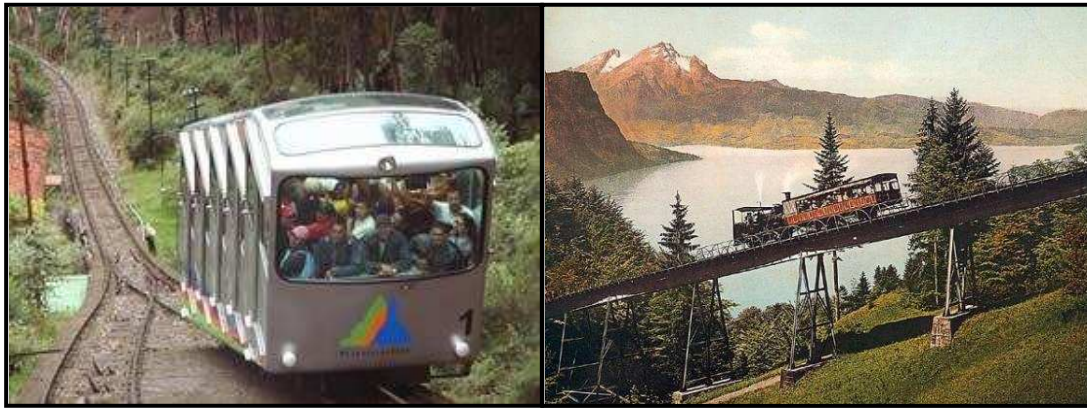


Figura 2.2. Tren funicular para ascenso de montañas.

No se puede dejar de citar al tren subterráneo o metro que es la solución de transporte mas eficaz y utilizada en ciudades de todo el mundo colapsadas por el tráfico vehicular y gran densidad poblacional. Los subways como también son conocidos estas alternativas de congregación de pasajeros son muy comunes en ciertos países que, como Japón, han constituido unas líneas férreas bastante eficientes contando con una tecnología que se basa en la adecuación de los rieles dentro de un conjunto de vías especialmente trazadas dentro de los mapas urbanos. La estructura de estos equipos ha variado en función del desarrollo de la tecnología en los tiempos contemporáneos, y ahora se imponen los modelos ergonómicos o aerodinámicos similares a los trenes bala. Esto se debe a que el sistema pretende ser más veloz cada día, y además también se nota en la reducción del costo de los pasajes (en algunos subterráneos los pasajes son gratuitos debido a que cumplen la cuota de transporte óptima). Hay muchos subterráneos famosos en el mundo; el de Nueva York es tal vez el más referenciado por su presencia indómita en muchos reportajes, películas y series de televisión que dan la vuelta al mundo.



Figura 2.3 Tren subterráneo urbano o metro.

2.1.1.- Clasificación por el tipo de combustible utilizado.

El Tren es un medio de transporte el cual es arrastrado por otro vehículo motor, denominado locomotora, que es donde se genera la energía necesaria para el movimiento del conjunto.

Las locomotoras pueden generar su energía del combustible (madera, carbón, petróleo o gas natural), o pueden tomar energía de una fuente exterior de la electricidad. Es común clasificar las locomotoras por su fuente de la energía, las más importantes son:

2.1.1.1.- Locomotora a Vapor

2.1.1.1.1.-Combustible utilizado: Carbón y Agua.

El carbón fue el primer combustible mineral que la humanidad comenzó a explotar industrialmente. Se produce a lo largo de decenas de millones de años por la descomposición anaeróbica de plantas y árboles, al ser cubiertos por el agua y luego sepultados por sedimentos.

Una de las aplicaciones más importantes del carbón como combustible, es la energía que proporcionaba a los trenes, y de esta manera ir evolucionando un medio de transporte tan indispensable como es el tren.

2.1.1.1.2.-Funcionamiento.

La locomotora de vapor consta de cuatro partes fundamentales: Caldera, mecanismo motor, vehículo, accesorios, los cuales vamos a detallar a continuación.

La locomotora de vapor típica emplea una caldera horizontal cilíndrica con el hogar en la parte posterior, parcialmente dentro de la cabina que protege a los operarios de las inclemencias meteorológicas. El hogar es el lugar donde se quema el combustible. Está formado por cuatro paredes laterales y un techo al que se denomina cielo. En la base se encuentra la parrilla o quemador, sobre el que se deposita el combustible, y bajo la parrilla, una caja para recoger las cenizas o cenicero y la boca por la que entra el aire para la combustión. Los humos del hogar salen por una serie de tubos situados longitudinalmente dentro de la caldera y rodeados de agua, a la que transmiten el calor. El conjunto de tubos se denomina haz tubular, y algunos de mayor diámetro contienen en su interior otros más finos por los que discurre vapor para ser recalentado y aumentar así la potencia de la locomotora. En la parte frontal de la caldera se encuentra la caja de humos, a donde va a parar el humo tras haber pasado por los tubos del haz, antes de salir por la chimenea, que sobresale en la parte superior. El vapor se recoge en la parte más alta de la caldera, bien sea a través de un tubo perforado, situado por encima del nivel del agua, o bien en un domo (cúpula en la parte superior). El vapor sale de la caldera a través de una válvula reguladora, conocida también como "regulador".

Cuando el regulador está abierto, el vapor se dirige por el tubo de admisión al motor. Allí entra en primer lugar en la denominada caja del vapor o capilla de distribución, donde una pieza móvil, la corredera, al deslizarse alternativamente a uno y otro lado, hace que el vapor se dirija, a su vez, alternativamente a uno y otro lado del pistón dentro del cilindro de vapor, en el que entra a través de las lumbreras de admisión y tras expandirse, la propia corredera lo dirige hacia la lumbrera de escape. Esto ocasiona un

movimiento alternativo de vaivén del pistón, a uno y otro lado, que acciona así la rueda motriz principal a través de una barra, también llamada vástago del pistón, que se articula con el pie de biela. Esta biela va conectada en el otro extremo a una clavija excéntrica en la rueda motriz principal, a la que hace girar mediante un movimiento de manivela. La corredera, auténtica válvula de distribución del vapor en el motor, se acciona a través de un conjunto de barras articuladas: el mecanismo de accionamiento de la distribución del vapor, que es ajustable para controlar el sentido de la marcha y el corte de la admisión. El punto de corte de la admisión del vapor determina durante qué proporción del recorrido del pistón se admite vapor dentro del cilindro. Así, por ejemplo, un punto de corte al 50% indica que se admite vapor sólo durante la mitad del recorrido del pistón. Durante el resto del recorrido, el pistón resulta impulsado por la fuerza expansiva del vapor que quedó dentro del cilindro. Un uso inteligente del corte de la admisión ahorra vapor y, por lo tanto, también combustible y agua. El corte de la admisión se controla desde la cabina por medio de la palanca inversora, que también sirve para cambiar el sentido de la marcha y que desempeña, en cierto modo, una función análoga a la palanca de cambios de un automóvil.

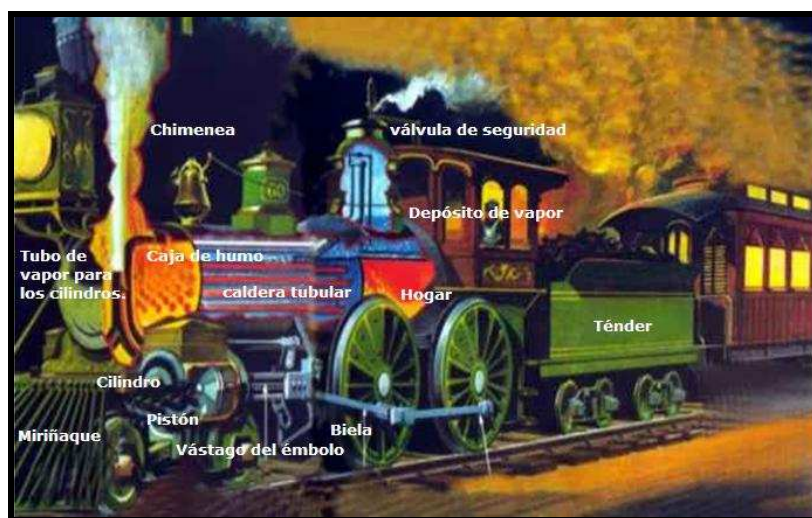


Figura 2.4. Elementos que intervienen en el funcionamiento de una locomotora a vapor.

El vapor que escapa del cilindro después de haber impulsado el pistón, va a la caja de humos, donde se libera a través de una boquilla o tobera enfocada a la chimenea, por donde sale junto con el humo, creando un vacío al salir, que favorece el tiro del hogar. Las ráfagas sucesivas del vapor de escape son las que producen el característico sonido "chuf, chuf" de las locomotoras de vapor. Una locomotora de vapor posee normalmente dos cilindros, uno a cada lado. Las hay también que disponen de tres y de cuatro. Los cilindros actúan por parejas, existiendo un desfase de 90 grados entre el accionamiento de la rueda motriz de un lado y su homóloga del lado opuesto, proporcionando cuatro golpes de potencia en cada revolución de las ruedas. Las ruedas de tracción están conectadas en cada lado por barras de conexión o de acoplamiento que transmiten la fuerza desde la rueda motriz principal a las otras ruedas motrices, a las que también se denomina ruedas acopladas. En las de tres cilindros, uno de ellos va en posición central, bajo la caldera, y su biela acciona uno de los ejes motrices, que ha de tener forma de cigüeñal.

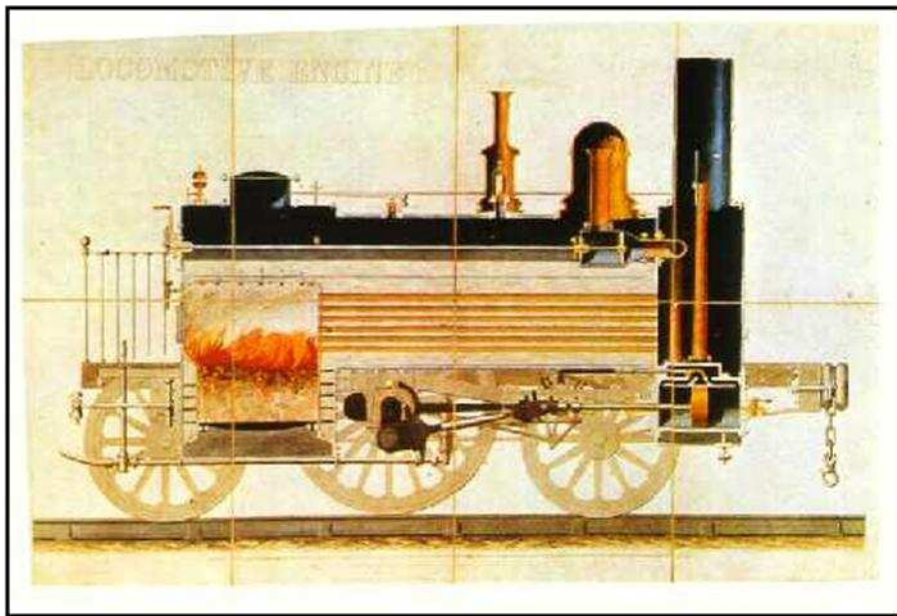


Figura 2.5 Esquema de Locomotora a vapor antigua.

La caldera descansa sobre un armazón denominado bastidor o chasis, en el que se montan también los cilindros y que a su vez descansa sobre los ejes. Los ejes motrices se montan sobre cojinetes que pueden desplazarse arriba y abajo en el bastidor. Están conectados a él por medio de ballestas o, menos frecuentemente, por suspensiones de muelles, que permiten a los ejes cierto grado de movimiento independiente para suavizar el efecto de los altibajos de la vía. Muchas locomotoras tienen carretones de cabeza o de cola denominados bojes, que son unos ensamblados de dos ejes y cuatro ruedas con su propio chasis y suspensión, que soportan el cuerpo principal de un vagón o una locomotora en cada uno de sus extremos, y permiten un cierto grado de rotación en torno a un eje vertical, para facilitar así el tránsito del vagón o locomotora por las curvas.

La mayoría de las locomotoras van acopladas a un ténder, que transporta el agua y el combustible; pero otras llevan el combustible y el agua directamente en la propia máquina, llamadas locomotoras tanque, por los prominentes tanques para el agua en la parte superior o más comúnmente en los costados de la caldera esta agua de los tanques es llevada a la caldera mediante un Flujo en tubería que permite recircular el agua del tanque a la caldera .

Una locomotora de vapor se maneja con un equipo de al menos dos personas. Una, el maquinista, que es responsable de controlar la locomotora y el tren en su conjunto; la otra, el fogonero, responsable del fuego, la presión y el agua.

2.1.1.1.3.-Desventaja

Un inconveniente de la locomotora de vapor es la interrupción de servicio por las paradas técnicas que impone su frecuente mantenimiento. Por esta causa y por la fuerte competencia del transporte por carretera surgida en la segunda mitad del siglo XX, el transporte por ferrocarril tuvo que reajustar sus costes, operación que se vio favorecida con la utilización de nuevas energías como alternativa al vapor.



Figura 2.6 Locomotora a vapor antigua.

2.1.1.2.- Locomotora a Diesel

2.1.1.2.1.- Combustible utilizado: Diesel

Comenzó su auge en los años 40, la locomotora a diesel accionada comenzó a desplazar a la de vapor principalmente en los ferrocarriles americanos. Después del final de Segunda Guerra Mundial, la energía diesel comenzó a aparecer en los ferrocarriles en muchos países, por los años 60, pocos ferrocarriles importantes continuaban utilizando la locomotora de vapor.

Las locomotoras diesel son aquellas que utilizan como fuente de energía la producida por un motor de combustión interna de ciclo diesel, estos motores pueden ser de dos o cuatro tiempos, siendo muy utilizados los de dos tiempos.

El motor diesel es un motor térmico de combustión interna alternativo en el cual el encendido del combustible se logra por la temperatura elevada que produce la compresión del aire en el interior del cilindro, según el principio del ciclo del diesel.

2.1.1.2.2.- Funcionamiento.

Un motor diesel funciona mediante el encendido del combustible al ser inyectado muy pulverizado y con alta presión en una cámara (o pre cámara, en el caso de inyección indirecta) de combustión que contiene aire a una temperatura superior a la temperatura de auto combustión, sin necesidad de chispa como en los motores de gasolina. Esta es la llamada auto inflamación.

La temperatura que inicia la combustión procede de la elevación de la presión que se produce en el segundo tiempo del motor, la compresión. El combustible se inyecta en la parte superior de la cámara de combustión a gran presión desde unos orificios muy pequeños que presenta el inyector de forma que se atomiza y se mezcla con el aire a alta temperatura y presión (entre 700 y 900°C) Como resultado, la mezcla se inflama muy rápidamente. Esta combustión ocasiona que el gas contenido en la cámara se expanda, impulsando el pistón hacia abajo.

Esta expansión, al revés de lo que ocurre con el motor de gasolina, se hace a presión constante ya que continúa durante la carrera de trabajo o de expansión. La biela transmite este movimiento al cigüeñal, al que hace girar, transformando el movimiento lineal del pistón en un movimiento de rotación.

Para que se produzca la auto-inflamación es necesario alcanzar la temperatura de inflamación espontánea del gasóleo. En frío es necesario pre-calentar el gasóleo o emplear combustibles más pesados que los empleados en el motor de gasolina, empleándose la fracción de destilación del petróleo fluctuando entre los 220 °C y 350 °C.



Figura 2.7. Locomotora Alsthom a diesel una de las primeras en Latinoamérica.

2.1.1.2.3.- Ventajas:

Las locomotoras diesel requieren considerablemente menos mantenimiento que el vapor, con una reducción correspondiente en el número del personal necesitado para mantener la flota servicio.

Las unidades diesel no contaminan como la energía a vapor; las unidades modernas producen niveles bajos de las emisiones del extractor. Las locomotoras Diesel se manejan a menudo con frenos dinámicos y el uso de los motores a tracción como generadores durante el frenado, ya que ayudan a controlar la velocidad de un tren en un grado descendente.

2.1.1.2.4.- Desventajas:

En automoción, las desventajas iniciales de estos motores (principalmente precio, costos de mantenimiento y prestaciones) se están reduciendo debido a mejoras como la inyección electrónica y el turbocompresor.

2.1.1.3.- Locomotora Turbina-Eléctrica de gas

2.1.1.3.1.- Combustible: Gas turbina-eléctrico.



Figura 2.8. Locomotora a turbina gas-eléctrico.

Una locomotora turbina-eléctrica de gas, es una locomotora que funciona a turbina de gas para conducir un generador eléctrico o alternador. La corriente eléctrica producida se utiliza para accionar motores de tracción. Este tipo de locomotora alcanzó su auge de los años 50 a los años 60. La turbina (similar a un turbo-árbol motor) conduce impulsos a un eje de salida, del que alternadamente se une a un generador eléctrico por medio de un sistema de engranajes. Esto alternadamente acciona motores de tracción. Globalmente el sistema es muy similar a un convencional diesel eléctrico, con la diferencia de que el motor a diesel es sustituido por un por uno más pequeño de turbina de gas de similar energía.

2.1.1.3.2.- Funcionamiento.

La Locomotora a Turbina de Gas-Eléctrico, tiene como elemento principal un propulsor a gas como elemento de la transmisión eléctrica que permite construir ya locomotoras de peso inferior a su similar Diesel Eléctrica. Se debe tener en cuenta que el motor diesel ha alcanzado caso todo lo que es posible esperar de él, en cambio la turbina a gas está en pleno desarrollo.

En locomotoras el ciclo en el motor es de menor rendimiento térmico. Así con temperaturas de entrada a la turbina de 730° Cel. y su rendimiento térmico es de 20 % contra 37 % de un motor diesel, en cambio la turbina a gas quema combustible pesado de las mismas características del usado en los barcos, cuyo costo es una fracción del precio del gas que utilizan los motores diesel; además, con simples modificaciones puede trabajar con gas y con carbón pulverizado.

El aire aspirado entra y pasa al compresor axial, allí aumenta su presión en una relación que puede ser de 5 a 1. La relación de compresión y el caudal de aire varían modificando la velocidad; el compresor contiene quince escalones de paletas forjadas de acero al cromo.

El aire a presión penetra en las cámaras de combustión, donde se encuentran los inyectores que pulverizan al combustible líquido, la combustión se inicia por medio de bujías similares a las de los motores de nafta. Los gases de la combustión a alta temperatura y presión pasan a través de la turbina, de varias etapas, donde entrega parte de su energía, saliendo finalmente por el escape.

Las paletas de la turbina de gas que deben soportar temperaturas muy altas y esfuerzos mecánicos elevados son de material muy especial y costoso, aleación de cobalto-cromo-

tungsteno y su perfil es convergente y de incidencia variable; el aumento del rendimiento térmico descansa sobre la obtención de otras aleaciones resistentes a temperaturas más altas que las actuales.



Figura 2.9. Locomotora a turbina gas-eléctrico.

Una turbina ofrece algunas ventajas sobre el motor de pistón. El número de piezas móviles es mucho más pequeño, y su relación energía/peso es mucho más alta. Una turbina de una salida de energía dada es también físicamente más pequeña que un motor de pistón igualmente de gran alcance, permitiendo que una locomotora sea de gran alcance sin ser excesivamente grande.

Las locomotoras de la turbina de gas son de gran alcance, pero también tienden a ser muy ruidosas. En el Ferrocarril del Pacífico de la unión funcionó la flota más grande de locomotoras turbina-eléctricas del gas en el mundo, y era el único ferrocarril que las utilizaba para acarrear carga frecuentemente. La mayoría de este tipo de locomotoras se ha construido para trenes pequeños de pasajeros.

Después de crisis de aceite 1973 y la subida subsecuente de los costes de combustible, las locomotoras de la turbina de gas llegaron a ser poco económicas, y muchos fueron puestos fuera de servicio. Este tipo de locomotoras son escasas en la actualidad.

2.1.1.4.- Locomotora Eléctrica

2.1.1.4.1.- Combustible: Electricidad

Una locomotora eléctrica es una locomotora alimentada por una fuente externa de energía eléctrica. La fuente externa puede ser catenaria, tercer riel, o por medio de un dispositivo de almacenamiento a bordo, como baterías, baterías inerciales o pilas de combustible.

Locomotoras impulsadas por motores eléctricos con motores primarios a bordo de combustible líquido, como los motores diesel o turbinas de gas, son clasificadas como locomotoras Diésel-Eléctricas o locomotoras turbina de gas-eléctricas, debido a que la combinación de motor/generador sólo sirve como un sistema de transmisión de energía.

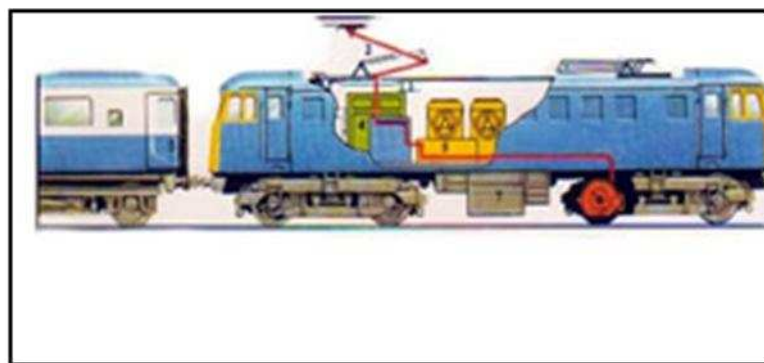


Figura 2.10. Esquema de locomotora Eléctrica.

2.1.1.4.2.- Características

Una ventaja de la electrificación es la ausencia de polución por parte de la locomotora en sí misma. Otras ventajas son mejores prestaciones, menores costos de mantenimiento, y menor costo de la energía eléctrica para las locomotoras.

Las centrales eléctricas, incluso cuando queman combustibles fósiles, son por mucho más limpias que los motores móviles como los motores primarios de las locomotoras. Además, la energía de las locomotoras eléctricas puede venir de fuentes limpias o renovables, incluyendo energía geotérmica, hidráulica, nuclear, solar, y eólica. Las locomotoras eléctricas también ganan al compararlas con las locomotoras diesel debido a que no tiene motor ni ruido de escape, y menor ruido de transmisión mecánica. La falta de componentes con movimiento alternativo hace que las locomotoras sean más amigables con la vía, lo que reduce su mantenimiento.

La capacidad de las centrales eléctricas es mucho mayor que la que usa una locomotora en forma individual, por lo que pueden tener una potencia de salida mayor que las locomotoras diesel y pueden producir gran potencia por corto tiempo para acelerar. Las locomotoras eléctricas son ideales para servicios de trenes suburbanos con paradas frecuentes. Son usadas en todas las líneas de alta velocidad, como el ICE en Alemania, Acela en USA, Shinkansen en Japón y el TGV en Francia. Las locomotoras eléctricas también son usadas en rutas de carga que tienen un tráfico de gran volumen, o en áreas con una red ferroviaria avanzada.

Las locomotoras eléctricas se benefician de la alta eficiencia de los motores eléctricos, cercana al 90%. Puede obtenerse una eficiencia adicional con los frenos regenerativos, el cual permite convertir la energía cinética en electricidad durante el frenado, y enviar

electricidad a la línea. Las locomotoras más nuevas usan sistemas inversores de control de los motores CA que proveen frenado re-generativo.

La principal desventaja de la electrificación es el costo de la infraestructura (tendido de la catenaria o del tercer riel, subestaciones, sistemas de control). En Europa y en otros lugares, la red ferroviaria es considerada parte de la infraestructura nacional de transporte, al igual que las carreteras, autopistas y vías fluviales, y por lo tanto financiada por el estado. Los operadores del material rodante pagan una tasa acorde al uso de la red ferroviaria. Esto hace posible las grandes inversiones requeridas en tecnología, y a largo plazo, hace ventajosa la electrificación.



Figura2.11 Locomotora eléctrica y el interior de una cabina de una locomotora eléctrica.

2.1.1.4.3.- Tipos de Locomotoras Eléctricas

Una locomotora eléctrica puede ser alimentada desde un

- Sistema de almacenamiento de energía recargable, como las locomotoras de minas alimentadas por baterías o condensadores de alta capacidad.
- Suministro fijo, como el tercer riel o una línea aérea.

Esto es un marcado contraste con una locomotora diesel-eléctrica, la cual combina un motor principal con un sistema de transmisión eléctrica o de almacenamiento (baterías, ultra condensadores).

Las características principales del diseño de las locomotoras eléctricas son:

- El tipo de corriente eléctrica usada, que puede ser corriente alterna o corriente continua.
- El método para almacenar (baterías, ultra condensadores) o recolectar (transmisión) energía eléctrica.
- El método utilizado para conectar mecánicamente los motores de tracción con las ruedas motrices.



Figura 2.12 Locomotora eléctrica.

2.1.1.5.- Locomotoras diesel-eléctricas.

La Locomotora Diesel-Eléctrica (también llamada híbrida eléctrica) consiste básicamente en dos componentes: un motor diesel que mueve un generador eléctrico, y varios motores eléctricos (conocidos como motores de tracción) que comunican a las ruedas (pares) la fuerza tractora y que mueven la locomotora. Generalmente, hay un

motor de tracción por cada eje, siendo generalmente 4 ó 6 en una locomotora típica. Los motores de tracción se alimentan con corriente eléctrica procedente del generador principal y luego, por medio de piñones, mueven los ejes en donde están acopladas las ruedas.

Por otro lado, el tren puede llevar baterías (que se pueden recargar en paradas predeterminadas) o súper capacitadores (que se pueden recargar en cuestión de pocos minutos en cada parada).



Locomotora 2.13 Locomotora Ecuatoriana electro-diesel Alsthom.

2.1.1.6.- Tren de Maglev

2.1.1.6.1.- Combustible: Levitación magnética

El transporte de levitación magnética o Maglev, es un sistema de transporte que suspende, guía y propulsa vehículos, principalmente trenes, utilizando un gran número de imanes para la sustentación y la propulsión usando levitación magnética.

Este método tiene el potencial de ser más rápido, silencioso y suave que los sistemas de transporte colectivo sobre ruedas. La tecnología tiene el potencial de superar 6.400

km/h (4.000 mph) si se despliega en un túnel al vacío. Al no utilizar un túnel al vacío la energía necesaria para la levitación no suele ser de una gran proporción y la mayoría de la energía necesaria se utiliza para superar la resistencia del aire, al igual que con cualquier otro tren de alta velocidad.

La mayor velocidad registrada de un tren Maglev es de 581 km/h (361 mph), logrado en Japón en 2003, 6 km/h más rápido que el récord de velocidad del TGV convencional. Esto es más lento que un avión, ya que las aeronaves pueden volar a alturas mucho mayores donde la resistencia al aire es menor y por tanto las altas velocidades son más fáciles de alcanzar.

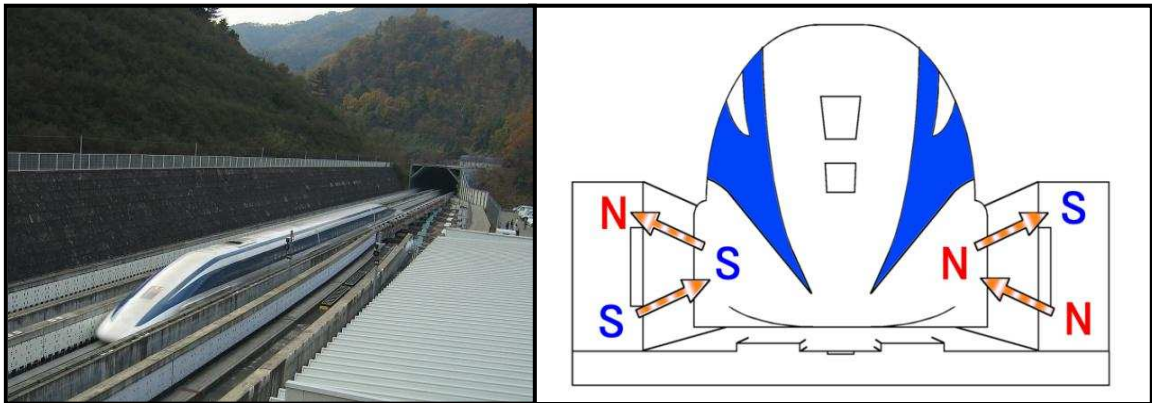


Figura 2.14. Tren de levitación magnética Maglev.

2.1.1.6.2.- Características

La ausencia de contacto físico entre el carril y el tren hace que la única fricción sea con el aire, pero ésta se reduce al mínimo por su forma y aerodinamismo. Por consiguiente, los trenes Maglev pueden viajar a muy altas velocidades, con un consumo de energía elevado para mantener y controlar la polaridad de los imanes y con un bajo nivel de ruido (una ventaja sobre el sistema competidor llamado aero - tren), pudiéndose llegar a alcanzar 650 km/h, aunque el máximo testado en este tren es de 584 km/h. Estas altas velocidades hacen que los Maglev se conviertan en competidores directos del transporte aéreo.

Como inconveniente, destaca el alto coste de las líneas, lo que ha limitado su uso comercial. Este alto costo viene derivado de varios factores importantes: el primero y principal es el altísimo costo de la infraestructura necesaria para la vía y el sistema eléctrico, y otro no menos relevante es el alto consumo energético.

Debido a que en la fuerza electromagnética el principal factor de diseño, y del consumo también, es el peso del tren, esta tecnología no es aplicable hoy al transporte de mercancías, lo cual limita enormemente el uso de la infraestructura.

El desarrollo práctico del sistema Maglev se produciría al abaratare los costos de producción eléctrica mediante usinas basadas en la fusión nuclear.

La única línea de cierta envergadura en funcionamiento a fecha de enero de 2010 es la que une Shanghái con su aeropuerto, tardando tan sólo 7 minutos 20 segundos en recorrer los 30 km a una velocidad máxima de 431 km/h y una media de 250 km/h. Otros recorridos están en estudio, principalmente en China y Japón; en Alemania se ha desechado de momento la construcción de líneas Maglev para pasajeros debido a su elevado costo de construcción y mantenimiento.



Figura 2.15. Tren de levitación magnética Maglev.

2.1.1.6.3.- Ventajas

Desde 1970 se habla de que la próxima revolución en los trenes serían los de levitación magnética. El tren Maglev levita sobre un motor magnético. Podemos decir que el tren es un gran imán. Debajo de él, en los "raíles", va un motor lineal que hace que un flujo magnético vaya hacia delante. Ese flujo magnético empuja al tren, lo levanta unos mm y luego lo hace avanzar. A diferencia de los trenes convencionales, el motor no va en el tren, el motor va en los "raíles". Esto aporta ventajas:

- Menos peso (el motor no va en el tren), menos ruido (el motor no va en el tren ni hay ruedas que rocen con el suelo, sólo hay un silencioso campo magnético).
- Al no haber rozamiento, el consumo de energía es menor. Por ejemplo, a 300 km/h, el tren de alta velocidad ICE consume 51 Wh por asiento. El Transrapid (Maglev de Shanghai) consume 34 Wh/asiento.
- Como los motores están en las vías, pueden hacerse más o menos potentes de acuerdo con la pendiente. El tren convencional no puede hacerlo, pues el motor lo lleva él y siempre es el mismo. Por eso el tren de alta velocidad (TAV) no puede subir pendientes de más del 4% y el Transrapid puede subir hasta el 10%. Y esto no es trivial. Uno de los costos mayores de un TAV es la vía, ya que ha de ser muy recta y tener muy poca pendiente, lo que en muchos casos implica hacer enormes túneles o grandes viaductos.
- El que el motor esté en el suelo presenta la enorme ventaja de que el tren disminuye su peso, con lo que su inercia es menor. De hecho arranca y para en mucho menos tiempo que un tren convencional TAV.
- Descarrilamiento. Cuando uno monta en un tren que va a esas enormes velocidades, siempre piensa en qué pasará si descarrila. En el Maglev el

descarrilamiento es casi imposible, obligado por la forma en la que van los electroimanes y los motores lineales.

- El ruido es poco, puesto que no hay rozamiento con el riel. Pero a alta velocidad lo que importa es el ruido aerodinámico. El menor peso y las menores servidumbres, al no tener que llevar el motor encima, permiten una mejor aerodinámica.



Figura 2.16. Tren de levitación magnética Maglev.

2.1.2 Clasificación por el tipo de rueda.

Existen algunos códigos para la clasificación de los trenes según el tipo de rueda y según la disposición de sus ejes, a continuación vamos a describir los más importantes:

2.1.2.1.- Notación de Whyte.

La notación Whyte para clasificar las locomotoras de vapor según por el arreglo de la rueda, fue ideada por Frederick Methvan Whyte y comenzó a usarse a principios del siglo veinte promocionada en un editorial de la American Engineer and Railroad Journal (Revista del Ferrocarril y el Ingeniero Estadounidense, diciembre de 1900). El sistema Whyte cuenta el número de ruedas de guía, el número de ruedas motrices y finalmente el número de ruedas posteriores, con los números separados por guiones.

2.1.2.1.1.- Locomotoras articuladas

Una locomotora articulada como las Garratt, la cual está compuesta por dos locomotoras unidas con una caldera común, tiene un signo "+" entre las disposiciones de cada máquina. Por lo tanto, una 'doble Pacific' tipo Garret es una 4-6-2+2-6-4.

Las máquinas articuladas más simples, como la Mallet, en donde no hay ejes no-motrices entre los ejes de tracción, tiene un número extra en el medio. Por lo tanto, la Big Boy es una 4-8-8-4; tiene dos ejes de guía, un grupo de cuatro ejes motrices, otro grupo de cuatro ejes motrices y por último dos ejes posteriores.



Figura 2.17. Locomotora a vapor Big Boy con un arreglo 4-8-8-4.

2.1.2.1.2.- Sufijos

El sufijo T indica una locomotora tanque; de lo contrario, se asume que es una locomotora tender. Según la costumbre británica, a veces se usa para indicar también que el tipo de locomotora tanque: T indica side tank (tanque lateral), PT pannier tank (tanque alforja), ST saddle tank (tanque de lomo) , WT well

tank (tanque de caja). T+T indica que la locomotora tiene un tender para ampliar su capacidad de agua o carbón.

Otros sufijos se han usado a veces, incluyendo ng (narrow gauge) para las locomotoras de trocha angosta (1435 mm) y CA o ca para locomotoras de aire comprimido.

2.1.2.1.3.- Locomotoras de combustión interna.

En Gran Bretaña, pequeñas locomotoras diesel y de gasolina usualmente se clasifican de la misma manera que las de vapor, por ejemplo: 0-4-0, 0-6-0, 0-8-0. Puede estar seguida de una D para diesel, P para gasolina, y otra letra adicional para describir la transmisión: E para eléctrica, H hidráulica, M mecánica. Por lo tanto, 0-6-0DE indica una locomotora diesel de transmisión eléctrica de seis ruedas. Cuando los ejes están acoplados por medio de cadenas o cardanes (en lugar de barras laterales), o cada están impulsados individualmente, se usan generalmente los términos 4w, 6w u 8w. Por lo tanto 4wPE indica una locomotora de gasolina de cuatro ruedas con transmisión eléctrica. Para locomotoras diesel más grandes se usa la clasificación UIC.

2.1.2.1.4.- Limitaciones

Las limitaciones del sistema Whyte para clasificar las locomotoras que no encajaban en este patrón estándar, condujo al diseño de otras formas de clasificación. La más usada en Europa es la clasificación UIC, basada en la práctica alemana, la cual puede definir en forma completa el esquema exacto de una locomotora.

2.1.2.1.5.- Nombres

En Estados Unidos (y en menor medida en el Reino Unido), la disposición de ruedas más usada recibe un nombre, a menudo el del primer fabricante en construir una locomotora con esa disposición (por ejemplo, la 2-2-0 es llamada Planet). Esta


convención es una reminiscencia de la denominación de las clases de los buques de guerra.
















2.1.2.1.6.- Disposiciones de ruedas más comunes













Aquí está una lista de los arreglos más comunes de la rueda: en la ilustración el frente de la locomotora está a la izquierda.














Tabla 2.1. Arreglos de ruedas de locomotoras a vapor.















Disposición (el frente de la locomotora está a la izquierda)	Clasificación Whyte	Nombre
Locomotoras no-articuladas		
	0-2-2	Northumbrian
	2-2-0	Planet
	2-2-2	Simple, ² Jenny Lind
	2-2-4	
	4-2-0	Jervis ⁴
	4-2-2	Bicycle
	4-2-4	
	6-2-0	Crampton ⁵





	0-4-0	Cuatro-Acopladas
	0-4-2	
	0-4-4	Forney ¹
	2-4-0	Porter, 'Old English' ⁶
	2-4-2	Columbia ¹
	2-4-4	
	4-4-0	American, ^{1 7} Ocho-ruedas
	4-4-2	Atlantic ^{1 8}
	4-4-4	Reading, Jubilee (Canada) ⁹
	0-3-0	(una rueda de tracción por eje; usada en el monorriel Estatal Patiala y en el Listowel and Ballybunion Railway)
	0-6-0	Seis-Acopladas, ¹ Bourbonnais (Francia), USRA 0-6-0 (Estados Unidos)
	0-6-2	
	0-6-4	Forney seis-acopladas ¹
	2-6-0	Mogul ^{1 10}

	2-6-2	Prairie ^{1 2}
	2-6-4	Adriatic
	2-6-6	
	4-6-0	Diez-ruedas ^{1 11} (no británica) ¹²
	4-6-2	Pacific ^{1 2 13 14}
	4-6-4	Hudson, ¹⁵ Baltic ²
	0-8-0	Ocho-Acopladas, ¹ USRA 0-8-0 (Estados Unidos)
	0-8-2	¹⁶
	0-8-4	
	2-8-0	Consolidation ^{1 2 17}
	2-8-2	Mikado, ^{1 2} Mike, MacArthur ^{18 19}
	2-8-4	Berkshire, Kanawha ^{20 21}
	2-8-6	Usado solo en cuatro locomotoras Mason Bogie
	4-8-0	Mastodon, Doce-Ruedas ¹
	4-8-2	Mountain, ^{2 22} Mohawk ²³

	4-8-4	Northern, Niagara, Confederation, Dixie, Greenbrier, Pocono, Potomac, Golden State, Western, General, Governor, Big Apple, Serie GS "Daylight" (Southern Pacific) ²⁴
	4-8-6	Propuesta por Lima, nunca construida
	6-8-6	(locomotora de turbina de vapor PRR S2) ²⁵
	0-10-0	Diez-Acopladas, ^{1 26} (rara) Decapod
	0-10-2	Union ²⁶
	2-10-0	Decapod, ^{1 27} Decapod Rusa
	2-10-2	Santa Fe, ¹ Central, Decapod (sólo en el Southern Pacific)
	2-10-4	Texas, Colorado (CB&Q), Selkirk (Canadá) ²⁸
	4-10-0	Mastodon, ¹ Gobernador (en honor de El Gobernador)
	4-10-2	Southern Pacific, Overland ²⁹
	0-12-0	Doce-Acopladas
	2-12-0	Centipede ¹

	2-12-2	Javanic
	2-12-4	
	4-12-2	Union Pacific ³⁰
	4-14-4	AA20 ³¹
Locomotoras Duplex		
	4-4-4-4	(PRR T1) ³²
	6-4-4-6	(PRR S1) ³³
	4-4-6-4	(PRR Q2) ³⁴
	4-6-4-4	(PRR Q1)
Locomotoras articuladas (simples y compuestas) Mallet¹⁸		
	0-4-4-0	Bavarian BB II ³⁵
	2-4-4-0	
	0-4-4-2	
	2-4-4-2	
	0-6-6-0	Erie

	2-6-6-0	Denver & Salt Lake
	2-6-6-2	
	2-6-6-4	Norfolk & Western
	2-6-6-6	Allegheny, ³⁶ Blue Ridge
	4-6-6-2	(Southern Pacific clase MM-2) ³⁷
	4-6-6-4	Challenger ³⁸
	2-6-8-0	(Southern Railway, Great Northern Railway) ³⁹
	0-8-8-0	Angus
	2-8-8-0	Bull Moose
	2-8-8-2	Chesapeake
	2-8-8-4	Yellowstone ⁴⁰
	4-8-8-2	Clases con cabina adelante AC-4 a la AC-12 del Southern Pacific (excepto AC-9) ³⁷
	4-8-8-4	Big Boy ⁴¹
	2-10-10-2	(Ferrocarriles Santa Fe y Virginian) ³⁹

	2-8-8-8-2	Triplex (Erie RR)
	2-8-8-8-4	Triplex (Virginian RR) ⁴²
Locomotoras articuladas Garratt		
	0-4-0+0-4-0	
	2-6-2+2-6-2	

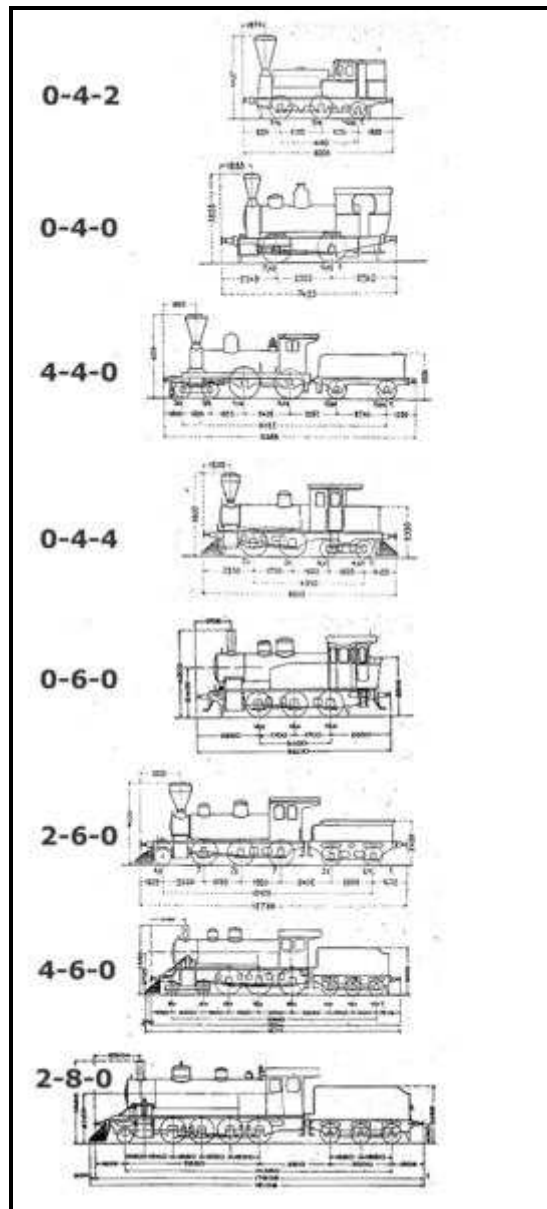


Figura 2.18. Esquemas de locomotoras a vapor con su arreglo de ruedas.

2.1.2.2.- Arreglo de la rueda de AAR.

La clasificación AAR es un método para clasificar la disposición de las ruedas de las locomotoras (o unidades) que fue desarrollado por la Association of American Railroads. Es en esencia una simplificación de la clasificación UIC europea, y es ampliamente usada en América del Norte para describir las locomotoras a diesel y eléctricas. No se usa para las locomotoras de vapor, usando en su lugar

la notación Whyte. Este sistema cuenta el número de ejes en lugar del número de ruedas. Las letras indican el número de ejes motrices y los números la cantidad de ejes de apoyo. La "A" refiere a un eje motriz, la "B" a dos ejes motrices en un mismo conjunto, la "C" a tres ejes motrices en un mismo conjunto, y la "D" a cuatro ejes motrices. El número "1" indica un eje de apoyo y el "2" a dos ejes de apoyo. Un guión ("-") separa los bogies, o conjuntos de ruedas. Un signo más ("+") indica una articulación.

2.1.2.2.1.- A1A-2

La nomenclatura "A1A-2" representa dos carros, o montajes de rueda. El carro "A1A" está bajo la parte frontal de la unidad, y tiene un eje accionado, más un eje de apoyo, y un eje accionado. El carro "2" está bajo la parte posterior de la unidad, y tiene dos ejes más de apoyo en una fila. El único ejemplo documentado es la FM OP800 de 800 caballos de fuerza (600 kilovatios) de railcar, seis de los cuales fueron construidos por la St. Louis Car Company exclusivamente para Ferrocarril meridional en 1939.



Figura 2.19. Locomotora FM OP800 ejemplo de arreglo A1A-2.

2.1.2.2.2.- A1A-A1A